



Daniel Alberto Duarte Ferreira

Licenciado em Ciências da Engenharia Civil

Dimensionamento de edifícios de betão armado resistentes ao colapso progressivo

Dissertação para obtenção do Grau de Mestre em
Engenharia Civil – Perfil de Estruturas

Orientador: Professor Doutor Eduardo Soares Ribeiro
Gomes Cavaco,
Professor Auxiliar, FCT-UNL

Júri:

Presidente: Prof. Doutor Válder Lúcio
Arguente: Prof. Doutor Corneliu Cismasiu
Vogal: Prof. Doutor Eduardo Cavaco



FACULDADE DE
CIÊNCIAS E TECNOLOGIA
UNIVERSIDADE NOVA DE LISBOA

Novembro 2016

“Copyright” Daniel Alberto Duarte Ferreira, FCT/UNL e UNL

A Faculdade de Ciências e Tecnologia e a Universidade Nova de Lisboa têm o direito, perpétuo e sem limites geográficos, de arquivar e publicar esta dissertação através de exemplares impressos reproduzidos em papel ou em forma digital, ou por qualquer outro meio conhecido ou que venha a ser inventado, e de a divulgar através de repositórios científicos e de admitir a sua cópia e distribuição com objetivos educacionais ou de investigação, não comerciais, desde que seja dado crédito ao autor e editor.

AGRADECIMENTOS

Com a entrega desta dissertação assinala-se o fim de uma etapa académica muito importante na minha vida. Não foi somente o trabalho árduo realizado na universidade, mas também do trabalho que realizei ao longo dos muitos anos letivos até chegar à FCT-UNL. Portanto, quero agradecer a todas as pessoas que me apoiaram nos bons e nos maus momentos ao longo do meu percurso académico e contribuíram para a realização da presente dissertação.

Em primeiro lugar gostaria de agradecer ao Professor Doutor Eduardo Cavaco, orientador desta dissertação, pelo seu trabalho de orientação, pela sua disponibilidade em ajudar e acompanhar em todas as fases do trabalho e pelo aconselhamento não só ao nível académico, mas também ao nível profissional.

Em segundo lugar gostaria de agradecer à Dra. Júlia Murta, pelo acompanhamento pessoal e profissional ao longo deste último ano no meu percurso na universidade.

Um agradecimento especial também aos Professores Doutores Carla Marchão e Válder Lúcio pelos esclarecimentos dados relativos a projetos de estruturas de betão armado.

Aos meus colegas Bruno Alcobia, Inês de Carvalho, João Nunes, Misael Gonçalves, Pedro Castanho e Sérgio André pela grande amizade criada e que estiverem sempre presentes durante este percurso.

A todos os meus amigos que me têm acompanhado ao longo da minha vida, nos bons e nos maus momentos.

À minha família, em especial aos meus pais, pelo sacrifício de me terem dado a possibilidade de realizar este percurso académico e pelo apoio prestado emocionalmente. Ao meu irmão que sempre me motivou nesta etapa da minha vida quer emocionalmente quer com o auxílio no fornecimento de material.

Obrigado.

RESUMO

A resistência ao colapso progressivo é uma exigência cada vez mais atual dos edifícios, sobretudo dos de classe de importância elevada, devido à ocorrência cada vez mais frequente de eventos extremos em estruturas, de origem natural ou humana. Esta exigência parece também resultar de uma tolerância decrescente das sociedades dos países mais desenvolvidos para aceitar consequências resultantes de colapsos estruturais. Apesar de tudo, o quadro normativo europeu mais atual é ainda muito pouco objetivo sobre este assunto reconhecendo apenas a necessidade dos edifícios resistirem ao colapso progressivo, mas sendo omissos nas metodologias e critérios a observar durante as fases de projeto e construção por forma a atingir este objetivo. Neste domínio, o manual específico de projeto preventivo ao colapso progressivo do departamento de defesa Norte-Americano (UFC-DBR-PC), aparenta ser o mais conciso e detalhado. Na presente dissertação, apresentam-se e discutem-se as metodologias de projeto constantes deste manual, em particular: o método das forças de atirantamento; o método do caminho de carga alternativo; e o método do reforço da resistência local. As referidas metodologias são depois exemplificadas mediante a apresentação de um caso de estudo, consistindo numa estrutura tipo de betão armado em laje vigada com vãos de 7m, que se considera ser representativa da tipologia utilizada em Portugal para edifícios de importância elevada, como sejam os com funções hospitalares, em zona de sismicidade mais elevada. O dimensionamento estrutural, com exceção das fundações, é primeiramente efetuado tendo em conta o quadro normativo europeu mais atual, em particular os Eurocódigos 1, 2 e 8, e em seguida efetua-se o reforço de acordo com as metodologias propostas no manual de projeto do departamento de defesa Norte-Americano.

Os resultados obtidos permitem concluir que as necessidades de reforço são significantes, sobretudo as decorrentes do método do caminho de carga alternativo que obriga à verificação da segurança mediante o colapso de um pilar de canto do edifício, um de bordo e um interior, alternadamente, e em todos os pisos. As exigências de resistência sísmica para Portugal nas zonas de maior sismicidade, calculadas de acordo com os Eurocódigos, são insuficientes para garantir a resistência ao colapso progressivo de acordo com as exigências do manual UFC-DBR-PC. O cálculo das estimativas de custo da tipologia estrutural em estudo, a preços médios correntes em Portugal, apontam para um sobrecusto associado ao reforço preventivo ao colapso progressivo de cerca de mais 38% relativamente ao custo inicial.

PALAVRAS-CHAVE

Colapso progressivo, método das forças de atirantamento, método do caminho de carga alternativo, método do reforço de resistência local, eventos extremos

ABSTRACT

The resistance to progressive collapse is an increasingly modern requirement of buildings, especially those of high importance class, due to the increasingly frequent occurrence of natural or human origin extreme events in structures. This requirement also seems to result from a decreasing tolerance of societies in more developed countries to accept consequences resulting from structural collapses. Nonetheless, the most up-to-date European normative is still very vague on this subject, recognizing only the need for buildings to withstand progressive collapse but ignore the methodologies and criteria to be observed during the design and construction phases in order to achieve this objective. In this area, the U.S. Department of Defense's (UFC-DBR-PC) specific preventive to progressive collapse guidelines appears to be the most concise and detailed. In the present dissertation, the project methodologies presented in this manual are presented and discussed, in particular: the tie forces method; the alternate load path method; and the enhanced local resistance method. These methodologies are then exemplified by the presentation of a case study, consisting of a type of reinforced concrete structure with 7m spans, which is considered to be representative of the typology used in Portugal for buildings of high importance, such as Hospitals, in a high seismic zone. The structural design, with the exception of foundations, is primarily carried out taking into account the most current European normative, in particular Eurocodes 1, 2 and 8, and then reinforced according to the methodologies proposed in the UFC-DBR-PC.

The results obtained allow to conclude that the reinforcement requirements are significant, especially those resulting from the alternate load path method, which consider the collapse of a building corner column, an edge and an interior, alternately, and on all floors. The seismic resistance requirements for Portugal in the most seismic zones, calculated according to the Eurocodes, are insufficient to guarantee resistance to progressive collapse in accordance with the requirements of the UFC-DBR-PC manual. The calculation of the cost estimates of the structural typology under study, at current average prices in Portugal, points to an additional cost associated with the preventive reinforcement to the progressive collapse of about 38% over the initial cost.

KEY-WORDS

Progressive collapse, Tie Forces, Alternate Path Method, Enhanced Local Resistance, Extreme events

ÍNDICE

1	Introdução	1
1.1	Motivação	1
1.2	Objetivo	2
1.3	Estrutura da Dissertação	2
2	Estado de arte	5
2.1	O que é o colapso progressivo?	5
2.1.1	Tipos de colapso progressivo	6
2.1.1.1	Tipo panqueca (<i>Pancake-type</i>)	6
2.1.1.2	Tipo fecho de correr (<i>Zipper-type</i>)	7
2.1.1.3	Tipo dominó (<i>Domino-type</i>)	7
2.1.1.4	Tipo seção (<i>Section-type</i>)	8
2.1.1.5	Tipo instabilidade (<i>Instability-type</i>)	8
2.1.1.6	Tipo misto (<i>Mixed-type</i>)	9
2.2	Estruturas em que ocorreram o colapso progressivo	9
2.2.1	Ronan Point	10
2.2.2	Alfred Paul Murrah	11
2.2.3	L'Ambience Plaza	12
2.2.4	World Trade Center	13
2.3	Estudos Numéricos	14
2.3.1	Kim et al (2008)	14
2.3.2	Fu (2011)	23
2.4	Estudo Experimental	30
2.4.1	Song et al (2013)	30
3	Caso de estudo	35
3.1	Introdução	35
3.2	Materiais	36
3.3	Ações	37
3.4	Pré-dimensionamento de elementos estruturais	38
3.5	Estados limites últimos - Combinação de ações	38
3.5.1	Combinações de ações para situações de projeto persistentes ou transitórias (combinações fundamentais)	39
3.5.2	Combinações de ações para situações de projeto sísmicas	39
3.6	Estados limites de utilização – Combinação de ações	40
3.7	Dimensionamento de armaduras segundo o EC2	41
3.8	Orçamentação	46
4	UFC (Unified facilities criteria)	47
4.1	Introdução	47
4.1.1	Abordagens de projeto direta e indireta	48
4.2	Categorias de Ocupação	48
4.3	Abordagens de projeto	50
4.3.1	Forças de atirantamento	50
4.3.1.1	Método dos coeficientes parciais de segurança para as forças de atirantamento	51
4.3.1.2	Carga do Piso	51
4.3.1.3	Força de atirantamento longitudinal e transversal exigida	52
4.3.1.4	Força de atirantamento periférica exigida	54
4.3.1.5	Força de atirantamento vertical exigida	55
4.3.2	Método do caminho de carga alternativo	56
4.3.2.1	Coeficientes parciais de segurança para o método de caminho de carga alternativo	56
4.3.2.2	Elementos Primários e Secundários	56
4.3.2.3	Efeitos de Deformação Controlada e de Esforço Controlado	56

4.3.2.4	Capacidade de resistência em elementos para a análise estática linear	57
4.3.2.5	Remoção de elementos de suporte de carga para o método do caminho de carga alternativo	57
4.3.2.6	Localização da remoção dos pilares	58
4.3.2.7	Critérios de Aceitação da Estrutura	59
4.3.2.8	Procedimento da análise estática linear	59
4.3.2.8.1	Caso de carregamento para os efeitos de Deformação Controlada Q_{UD} ...	60
4.3.2.8.2	Caso de carregamento para o Esforço Controlado Q_{UF}	61
4.3.2.9	Fator de acréscimo de carga	62
4.3.2.10	Critério de Aceitação	64
4.3.3	Reforço de resistência local	66
4.3.3.1	Método dos coeficientes parciais de segurança para o método de reforço de resistência local	66
4.3.3.2	Requisitos para o momento e para o esforço transversal	66
4.4	Dimensionamento de Armaduras segundo o UFC-DBR-PC e o EC2	68
4.5	Orçamentação	74
5	Conclusões e trabalhos futuros	75
5.1	Conclusões	75
5.2	Trabalhos futuros	76
	Bibliografia	77

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 2-1 – Etapas de colapso progressivo tipo panqueca: (a) rotura inicial do elemento de suporte de carga; (b) transformação da energia potencial em energia cinética; (c) impacto de componentes estruturais na restante estrutura; (d) progressão de colapso na direção vertical...	6
Figura 2-2 – Etapas de colapso progressivo tipo fecho de correr: (a) rotura inicial de um elemento estrutural; (b) redistribuição de forças transportando essas mesmas forças para elementos da restante estrutura; (c) progressão da rotura	7
Figura 2-3 – Etapas de colapso progressivo tipo dominó: (a) derrubamento inicial de um elemento; (b) derrubamento de outros elementos devido a cargas horizontais; (c) progressão da rotura na horizontal	8
Figura 2-4 – Etapas de colapso progressivo tipo instabilidade: (a) estrutura indeformada; (b) rotura inicial de elementos; (c) instabilidade de elementos; (d) roturas progressivas até criar instabilidade	9
Figura 2-5 - Edifício em <i>Ronan Point</i> depois da explosão	10
Figura 2-6 – Edifício <i>Alfred P. Murrah</i> : (a) antes do colapso; (b) depois do colapso	11
Figura 2-7 - Edifício <i>L'Ambiance Plaza</i> : (a) na fase de construção antes do colapso; (b) depois do colapso	12
Figura 2-8 - As torres gêmeas do <i>World Trade Center</i> : (a) antes do colapso; (b) depois do colapso	13
Figura 2-9 – Planta estrutural (a) Sistema GLRS; (b) Sistema LLRS	14
Figura 2-10 – Alçado do modelo estrutural com 3 pisos	15
Figura 2-11 – Análise: (a) Estática (regulamento do GSA); (b) Estática (regulamento do UFC-DBR-PC); (c) Dinâmica (regulamento do GSA); (d) Dinâmica (regulamento do UFC-DBR-PC)	16
Figura 2-12 - Localização das rótulas quando: (a) o pilar de canto do sistema estrutural GLRS é removido e o quociente de DCR (Modelo de 3 pisos); (b) o segundo pilar a contar da esquerda do sistema estrutural GLRS é removido (1ª iteração) e o quociente de DCR (Modelo de 3 pisos)	16
Figura 2-13 – Localização possível das rótulas quando o pilar de canto do sistema estrutural GLRS é removido de acordo com o regulamento do UFC-DBR-PC (Modelo de 3 pisos)	17
Figura 2-14 – Comparação da localização das rótulas e valores de quociente de DCR das análises estáticas lineares (a) e análises dinâmicas lineares (b), no sistema estrutural GLRS de acordo com o regulamento do GSA	18
Figura 2-15 – Deslocamento em função do tempo na análise estática linear e análise dinâmica linear quando o pilar de canto nas estruturas com 3 pisos é removido de acordo com o regulamento do GSA: (a) sistema GLRS; (b) sistema LLRS	19
Figura 2-16 - Deslocamento em função do tempo na análise dinâmica linear e análise dinâmica não-linear quando o segundo pilar a contar da esquerda nas estruturas com 3 pisos é removido de acordo com o regulamento do GSA: (a) sistema GLRS; (b) sistema LLRS	19
Figura 2-17 - Deslocamento em função do tempo na análise dinâmica linear e análise dinâmica não-linear quando o segundo pilar a contar da esquerda nas estruturas com 3 pisos é removido de acordo com o regulamento do UFC-DBR-PC: (a) sistema GLRS; (b) sistema LLRS	20
Figura 2-18 – Valor de rotação dos elementos em radianos no sistema estrutural GLRS de 3 pisos de acordo com o regulamento do GSA	20
Figura 2-19 – Valor de rotação dos elementos em radianos no modelo estrutural LLRS de 3 pisos de acordo com o regulamento do GSA	21
Figura 2-20 – Valor de rotação dos elementos em radianos no modelo estrutural LLRS de 3 pisos de acordo com o regulamento do UFC-DBR-PC	21
Figura 2-21 – Planta do edifício	24
Figura 2-22 – Deslocamento vertical no caso 1	25
Figura 2-23 – (a) Momento em B1A1 e A3A2 no caso 1; (b) Deslocamento no nó A1 e A2 no caso 1	25
Figura 2-24 – Deformação plástica em vigas no caso 1	26
Figura 2-25 – (a) Momento em B1A1 e A3A2 no caso 2; (b) Deslocamento no nó A1 e A2 no caso 2	27
Figura 2-26 - Deformação plástica em vigas no caso 2	27

Figura 2-27 – (a) Comparação do momento do Caso 1 e do Caso 2; (b) Comparação da deformação plástica no Caso 1 e do Caso 2	28
Figura 2-28 – (a) Momento em B1A1 e A3A2 no caso 3; (b) Deformação plástica em vigas no caso 3.....	28
Figura 2-29 - (a) Momento em A1A2 e A4A3 no caso 6; (b) Deslocamento no nó A2 e A3 no caso 6.....	29
Figura 2-30 - Deformação plástica em vigas no caso 6.....	29
Figura 2-31 - (a) Fotografia do edifício com a identificação dos pilares a serem removidos; (b) Modelo tridimensional realizado em SAP2000.....	30
Figura 2-32 – (a) Alçado lateral do edifício com as respectivas numerações das seções dos pilares e das vigas; (b) Alçado lateral do edifício com a numeração dos pilares a serem removidos. Nota: (10'- 6" = 3.2 m), (20'-6" = 6.25 m), (14'-8" = 4.47 m), (27' = 8.23 m).....	31
Figura 2-33 – Valores de quociente de DCR em cada elemento para todos os casos de remoção de pilares no modelo bidimensional	32
Figura 2-34 – Comparação dos rácios de DCR do modelo bidimensional e tridimensional depois da remoção dos quatro pilares	32
Figura 2-35 – Comparação dos valores de deformação em relação ao modelo bidimensional, tridimensional e dados retirados no local.....	33
Figura 3-1 – Planta do piso tipo.....	35
Figura 3-2 – Malha de elementos finitos da estrutura.....	41
Figura 3-3 - Pormenorização de laje de acordo com o EC2 para as armaduras inferiores.....	42
Figura 3-4 - Pormenorização de laje de acordo com o EC2 para as armaduras superiores.....	43
Figura 3-5 – Corte de uma viga da estrutura.....	43
Figura 3-6 – Quadro de pilares do edifício.....	45
Figura 4-1 – Forças de atirantamento numa estrutura	50
Figura 4-2 - Determinação do espaçamento longitudinal e vertical	52
Figura 4-3 – Locais onde é impedido colocar tirantes paralelos aos eixos das vigas.....	53
Figura 4-4 – Remoção de um pilar num modelo utilizando o método do caminho de carga alternativo	58
Figura 4-5 – Planta do edifício com a respetiva localização dos pilares exteriores e interiores a serem removidos para estruturas com Categoria de Ocupação IV.....	58
Figura 4-6 - Localização das cargas aquando da remoção de pilares internos para modelos de análise estática linear: (a) Planta; (b) Alçado.....	62
Figura 4-7 – Pormenorização de laje de acordo com o UFC para tirantes internos	69
Figura 4-8 – Pormenorização de laje de acordo com o EC2 para as armaduras inferiores.....	70
Figura 4-9 - Pormenorização de laje de acordo com o EC2 para as armaduras superiores.....	71
Figura 4-10 - Corte de uma viga da estrutura	72
Figura 4-11 – Quadro de pilares do edifício.....	73

ÍNDICE DE TABELAS

Tabela 2-1 – Quocientes de ductilidade em estruturas com 3 pisos em função do pilar removido	22
Tabela 2-2 – Quocientes de ductilidade quando o segundo pilar a contar da esquerda é removido em função do número de pisos	22
Tabela 2-3 – Comparação do potencial de colapso progressivo aquando da remoção do segundo pilar a contar da esquerda	23
Tabela 2-4 - Comparação do potencial de colapso progressivo em função da localização de remoção do pilar com 3 pisos.....	23
Tabela 2-5 – Diferentes casos de remoção de pilares	24
Tabela 2-6 – Secções de pilares e vigas do edifício	30
Tabela 3-1 – Características de resistência e de deformação do betão C30/37.....	36
Tabela 3-2 – Classes de exposição em função das condições ambientais, de acordo com a EN 206-1	36
Tabela 3-3 – Recobrimentos mínimos e nominais para períodos de vida de 100 anos.....	37
Tabela 3-4 - Características de resistência e de deformação do aço A500NR.....	37
Tabela 3-5 – Cargas atuantes na estrutura.....	37
Tabela 3-6 – Armaduras inferiores da laje em função do piso do edifício	42
Tabela 3-7 - Armaduras superiores da laje em função do piso do edifício	43
Tabela 3-8 – Armaduras longitudinais negativas e positivas das vigas exteriores em função do número do piso	44
Tabela 3-9 - Armaduras transversais das vigas exteriores e interiores em função do número do piso.....	44
Tabela 3-10 – Cálculo da flecha a longo prazo da estrutura com a combinação quase-permanente.....	45
Tabela 3-11 – Orçamento da estrutura	46
Tabela 4-1 – Categorias de ocupação.....	49
Tabela 4-2 – Categorias de Ocupação e requerimentos de conceção	49
Tabela 4-3 - Armadura longitudinal e transversal.....	53
Tabela 4-4 - Armadura periférica.....	55
Tabela 4-5 - Armadura vertical	55
Tabela 4-6 – Cálculo da capacidade dos elementos para o procedimento estático linear.....	57
Tabela 4-7 – Fatores de acréscimo de carga para a análise estática linear.....	63
Tabela 4-8 - Critério de aceitação em vigas de betão armado para modelos lineares	63
Tabela 4-9 - Fatores de acréscimo de carga e fator m para a análise estática linear para o caso em estudo	64
Tabela 4-10 – Cargas atuantes de acordo com a localização do pilar removido.....	64
Tabela 4-11 – Armaduras dos tirantes internos	69
Tabela 4-12 – Armaduras inferiores em função do piso do edifício	70
Tabela 4-13 - Armaduras superiores em função do piso do edifício	71
Tabela 4-14 – Armaduras longitudinais negativas e positivas das vigas exteriores e interiores em função do número do piso	72
Tabela 4-15 - Armaduras transversais das vigas exteriores e interiores em função do número do piso.....	72
Tabela 4-16 – Orçamento da estrutura	74

LISTA DE SÍMBOLOS LATINOS

E_{cm} – Módulo de elasticidade secante do betão determinado aos 28 dias;

E_s – Valor de cálculo do módulo de elasticidade do aço de uma armadura para betão armado;

f_{cd} – Valor de cálculo da tensão de rotura do betão à compressão;

f_{cm} – Valor médio da tensão de rotura do betão à compressão;

f_{ck} – Valor característico de tensão de rotura do betão à compressão aos 28 dias de idade;

f_{yd} – Valor de cálculo da tensão de cedência à tração do aço das armaduras para betão armado;

f_{yk} - Valor característico da tensão de cedência à tração do aço das armaduras para betão armado;

m – Fator de modificação das ações;

$V_{rd,máx}$ – Valor de cálculo do esforço transversal resistente máximo;

LISTA DE SÍMBOLOS GREGOS

δ_v – Deslocamento vertical;

ϕ – Fator de redução da resistência;

Ω_{LD} – Fator de acréscimo de carga para o cálculo dos efeitos de deformação controlada;

Ω_{LF} – Fator de acréscimo de carga para o cálculo do esforço controlado;

LISTA DE ABREVIATURAS

ACI – *American Concrete Institute*;

AISC – *American Institute of Steel Construction*;

APM – *Alternate Path Method*;

ASCE – *American Society of Civil Engineers*;

DoD - *Department of Defense*;

DCR – *Demand Capacity Ratio*;

EC – Eurocódigo;

ELR – *Enhanced Local Resistance*;

EUA – Estados Unidos da América;

FCT – Faculdade de Ciências e Tecnologia;

GSA – *General Services Administration*;

GLRS – *Gravity Load Resisting System*;

IBC – *International Building Code*;

KBC – *Korean Building Code*;

LLRS – *Lateral Load Resisting System*;

LRFD - *Load and Resistance Factor Design*;

MIL-STD – *Military Standard*;

OC – *Occupancy Category*;

PDC-TR - *Protective Design Center - Technical Report*;

SLR – *Specific Local Resistance*;

TF – *Tie Forces*;

UFC-DBR-PC – *Unified Facilities Criteria - Design of buildings to resist progressive collapse*;

UNL – Universidade Nova de Lisboa;

WTC – *World Trade Center*;

Capítulo 1

1 INTRODUÇÃO

1.1 Motivação

A ocorrência de ações e eventos extremos em estruturas, de origem natural ou humana, é cada vez mais frequente. No primeiro caso destacam-se os sismos, inundações, ventos ciclónicos e deslizamentos de terras, entre outros, que se acredita muitas vezes estarem associados às alterações climáticas que o planeta enfrenta. No segundo caso, as solicitações extremas que as estruturas enfrentam decorrem sobretudo de explosões que podem ser de cariz accidental ou intencional, destacando-se nesta última situação os cada vez mais frequentes ataques terroristas resultantes da instabilidade política e social de contexto mundial. O resultado destas ações extremas é muitas vezes o colapso, eventualmente total e progressivo, e com consequências devastadoras, uma vez que as estruturas, de uma forma geral, não se encontram preparadas para resistir a ações desta natureza.

O colapso parcial e progressivo do edifício *Ronan Point*, em Londres, no ano de 1968, representa um marco importante no que diz respeito ao reconhecimento da importância de tomar medidas de prevenção relativas a eventos de colapso progressivo, quer durante a fase de conceção e dimensionamento quer durante a fase construtiva. Desde então, uma série de regras, normas e orientações de projeto, visando a problemática do colapso progressivo têm sido publicadas, entre elas, as normas dos Eurocódigos ou os vários manuais de projetos para edifícios da Sociedade Americana de Engenheiros Civis ("*Minimum design loads for buildings and other structures*"), em seguida designado com a abreviatura ASCE [1], com as normas de construção para betão estrutural do Instituto Americano de Betão ("*International Building Code*") [2], com o manual de projeto de estruturas para novos edifícios de escritórios federais para resistir ao colapso progressivo da Administração de Serviços Gerais dos Estados Unidos ("*Progressive collapse analysis and design guidelines for new federal office buildings and major modernization projects*"), em seguida designado com a abreviatura GSA [3] e o manual de projeto de estruturas para resistir ao colapso progressivo ("*Unified Facilities Criteria- Design of buildings to resist progressive collapse*", *Department of Defense*), doravante designado com a abreviatura: UFC-DBR-PC [4].

Da diversa documentação referida, os Eurocódigos estruturais, que norteiam o projeto de estruturas em Portugal, são relativamente escassos no que diz respeito a medidas concretas para dimensionamento preventivo relativamente ao colapso progressivo. Neste aspeto os manuais GSA e UFC-DBR-PC, mas em particular o último, parecem ser dos mais completos e detalhados, apresentando regras e métodos com vista ao projeto de uma estrutura resistente ao colapso progressivo.

Apesar do sobrecusto associado, em Portugal, como na generalidade dos países desenvolvidos com atividade sísmica relevante, o reconhecimento das consequências e risco associado aos sismos resultou na obrigatoriedade da consideração da ação sísmica durante as fases de conceção e construção de uma estrutura. Relativamente ao risco de colapso progressivo, cada vez mais relevante no contexto mundial atual, conforme se referiu, os Eurocódigos são ainda bastante omissos, tecendo apenas considerações relativamente vagas sobre o assunto e maioritariamente de carácter qualitativo.

Acredita-se que resistência ao colapso progressivo é, pois, uma exigência atual e crescente das estruturas resultante da ocorrência também crescente de ações e eventos extremos. Neste sentido interessa conhecer as regras e métodos de projeto preventivos e de reforço bem como o sobrecusto daí resultante.

1.2 Objetivo

A presente dissertação pretende ser um contributo no sentido de apresentar, discutir e ilustrar as metodologias de projeto e prevenção do colapso progressivo constantes do manual norte-americano UFC-DBR-PC, que se considera como o documento mais desenvolvido nesta área. Sobretudo para edifícios de importância elevada, interessa conhecer o sobrecusto associado à adoção de medidas de reforço. Nesse sentido, é também objetivo da presente dissertação apresentar uma análise económica do custo de construção associado ao projeto de uma estrutura de acordo com as normas europeias atuais e compará-la com o custo de construção de uma estrutura semelhante que observe em simultâneo as regras de construção e reforço ao colapso progressivo constantes do manual UFC-DBR-PC.

O reforço das fundações, bem como do sobrecusto associado saem fora do âmbito desta dissertação face ao seu carácter mais particular, função das condições geotécnicas do local de implantação da obra.

1.3 Estrutura da Dissertação

Esta dissertação está dividida em seis capítulos, sendo o presente o primeiro.

No capítulo 2 apresenta-se o estado de arte no âmbito do colapso progressivo, efetuando-se uma revisão bibliográfica em que se discutem os mais relevantes casos de estudo e trabalhos de investigação publicados de índole numérica e experimental.

No capítulo 3, é apresentado o caso de estudo desta dissertação em que é dimensionada uma estrutura de betão armado com função hospitalar de acordo com os regulamentos mais atuais utilizados em Portugal, em particular os Eurocódigos 1, 2 e 8 [5, 6, 7]. São apresentados os desenhos de pormenorização e as armaduras para as lajes, vigas e pilares. O custo da estrutura também será estimado no final do capítulo com exceção das

fundações que saem fora do âmbito desta dissertação.

No capítulo 4, apresentam-se as metodologias de dimensionamento preventivo ao colapso progressivo do regulamento UFC-DBR-PC, dando-se ênfase às três abordagens de projeto neles constantes: método das forças de atirantamento; método do caminho de carga alternativo; e método do reforço da resistência local. Estas metodologias serão ilustradas mediante o mesmo caso de estudo apresentado no capítulo 3. Serão apresentados os desenhos de pormenorização e as armaduras para as lajes, vigas e pilares reforçados, e o custo da estrutura será estimado no final do capítulo.

No capítulo 5, apresentam-se as principais conclusões deste estudo bem como se sugerem linhas de investigação para desenvolvimentos futuros.

Capítulo 2

2 ESTADO DE ARTE

Neste capítulo é apresentada a definição de colapso progressivo, de acordo com as várias normas atualmente em vigor. É referida a sua origem, ou seja, o que despoletou o estudo sobre este tema, com apresentação de casos mediáticos em que ocorreu o colapso progressivo em edifícios. São também apresentados alguns estudos numéricos e um estudo experimental realizados por diversos autores. Por fim, com base na leitura dos estudos realizados são efetuadas recomendações para a prevenção de colapso, no final de cada estudo.

2.1 O que é o colapso progressivo?

O termo colapso em engenharia civil está associado a uma perda de capacidade da estrutura a resistir a esforços, ou seja, a capacidade resistente máxima da estrutura sendo menor que os esforços atuantes provocam a destruição da estrutura.

A designação de colapso progressivo em estruturas foi introduzida devido a eventos extremos que ocorrem quer por origem humana, como por exemplo, de origem terrorista com a ocorrência de explosões ou de acidentes de viação, e por origem natural, como por exemplo, como explosões ou deslizamento de terras. Estes eventos extremos provocam na estrutura danos localizados, como em paredes, pilares ou vigas, dando origem a roturas sucessivas de elemento a elemento até que ocorre o colapso parcial ou até mesmo total da estrutura. As consequências do colapso de uma estrutura são devastadoras, como aconteceu num caso mediático no dia de 11 de Setembro de 2001 nas torres gémeas do *World Trade Center*, na região de *Lower Manhattan*, na cidade Nova Iorque, Estados Unidos da América, causando substanciais perdas humanas e perdas monetárias avultadas. Cabe assim aos engenheiros civis, mais concretamente aos projetistas de edifícios, para a necessidade de ter em conta este tipo de fenómenos na fase de projeto, realizando uma proteção indireta fornecendo à estrutura níveis mínimos de resistência, continuidade e ductilidade para garantir a integridade estrutural ao colapso progressivo.

De acordo com o documento ASCE [1], o colapso progressivo é definido como a propagação de uma rotura local inicial de um elemento para o outro, acabando por resultar no colapso de toda a estrutura ou desproporcionalmente grande parte dela. De referir que no documento UFC-DBR-PC estudado nesta dissertação, a definição de colapso progressivo é muito semelhante ao designado anteriormente.

O Eurocódigo [8], em relação ao colapso progressivo, é definido em que uma estrutura dever ser concebida e executada de tal maneira que não seja danificada por eventos tais como explosões, impactos ou erros de origem humana, a uma extensão desproporcional à causa original.

De acordo com o documento do GSA [3], o colapso progressivo é uma situação em que uma rotura local de um componente estrutural primário conduz ao colapso dos membros adjacentes que, por sua vez, leva ao colapso adicional. Assim, o dano total é desproporcional à causa original.

2.1.1 Tipos de colapso progressivo

Neste subcapítulo, serão apresentados seis tipos diferentes de colapso progressivo de acordo com [9].

2.1.1.1 Tipo panqueca (*Pancake-type*)

Este tipo de colapso, como ilustrado na Figura 2-1, ocorre tendo em conta as seguintes características: rotura inicial dos elementos de suporte de carga; separação parcial ou completa e queda de componentes, num movimento vertical de corpo rígido; transformação da energia potencial em energia cinética; impacto de componentes estruturais na restante estrutura; rotura dos elementos de suporte de carga devido a carga de impacto; progressão de colapso na direção vertical.

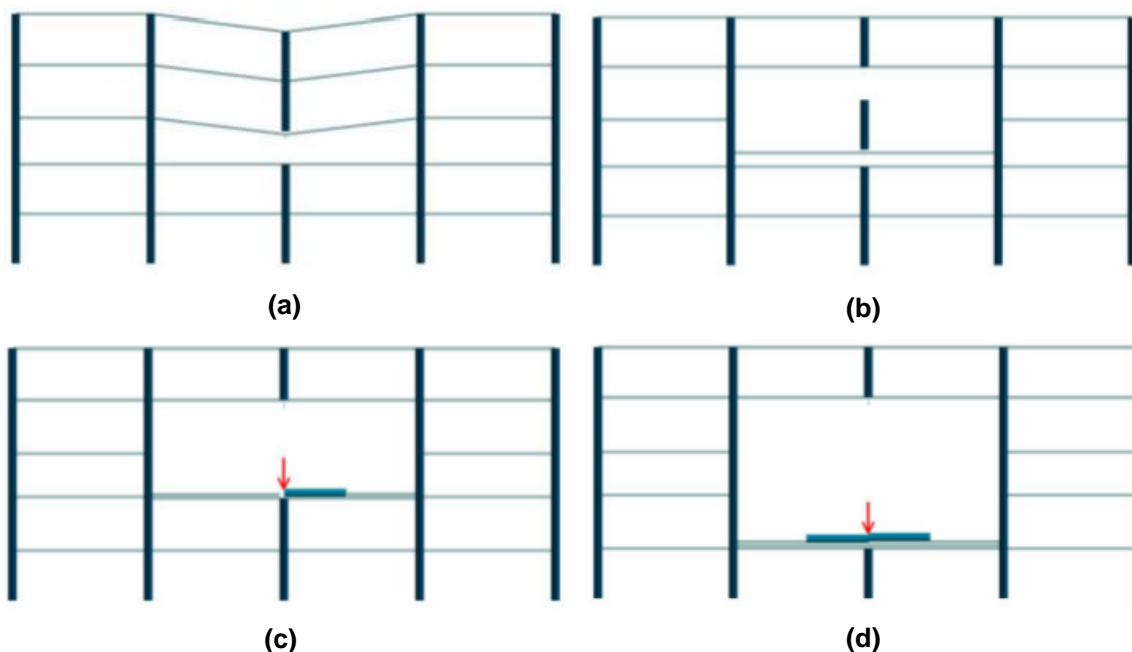


Figura 2-1 – Etapas de colapso progressivo tipo panqueca: (a) rotura inicial do elemento de suporte de carga; (b) transformação da energia potencial em energia cinética; (c) impacto de componentes estruturais na restante estrutura; (d) progressão de colapso na direção vertical (adaptado de [10])

2.1.1.2 Tipo fecho de correr (*Zipper-type*)

Este tipo de colapso, como ilustrado na Figura 2-2, ocorre tendo em conta as seguintes características: rotura inicial de um ou mais elementos estruturais; redistribuição de forças transportando essas mesmas forças para elementos da restante estrutura; carregamento repentino devido à rapidez de rotura inicial; resposta dinâmica da restante estrutura em relação ao carregamento súbito.

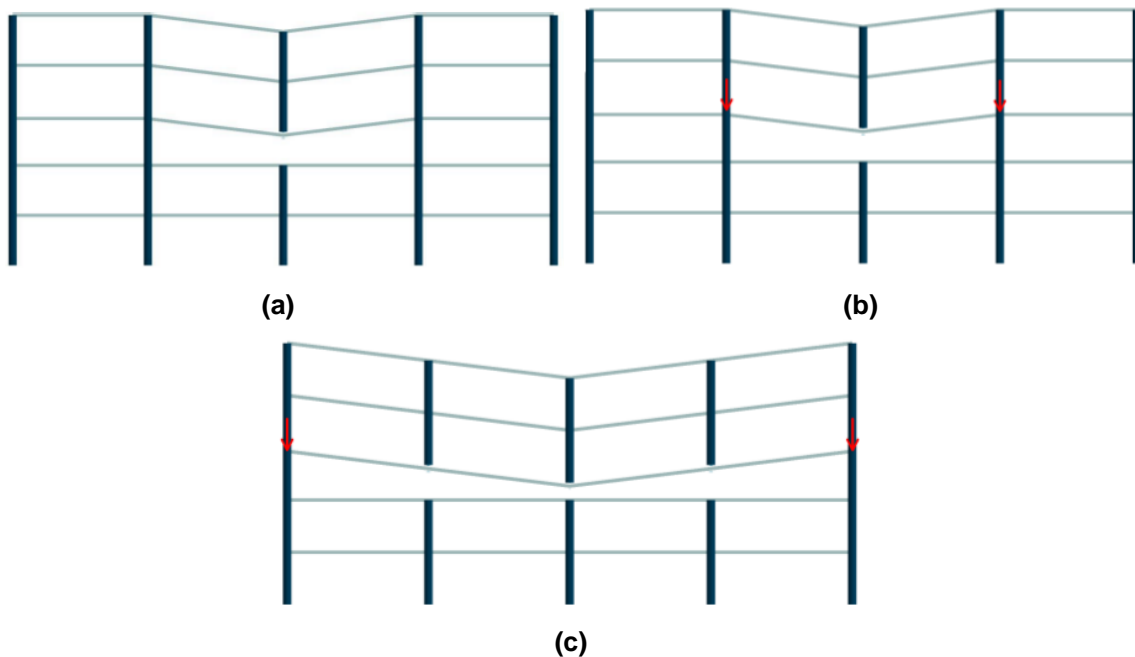


Figura 2-2 – Etapas de colapso progressivo tipo fecho de correr: (a) rotura inicial de um o elemento estrutural; (b) redistribuição de forças transportando essas mesmas forças para elementos da restante estrutura; (c) progressão da rotura (adaptado de [10])

2.1.1.3 Tipo dominó (*Domino-type*)

Este tipo de colapso, como ilustrado na Figura 2-3, ocorre tendo em conta as seguintes características: derrubamento inicial de um elemento; transformação de energia potencial em energia cinética; queda de um elemento num movimento angular de corpo rígido; derrubamento de outros elementos devido a cargas horizontais; colapso progressivo na direção horizontal.

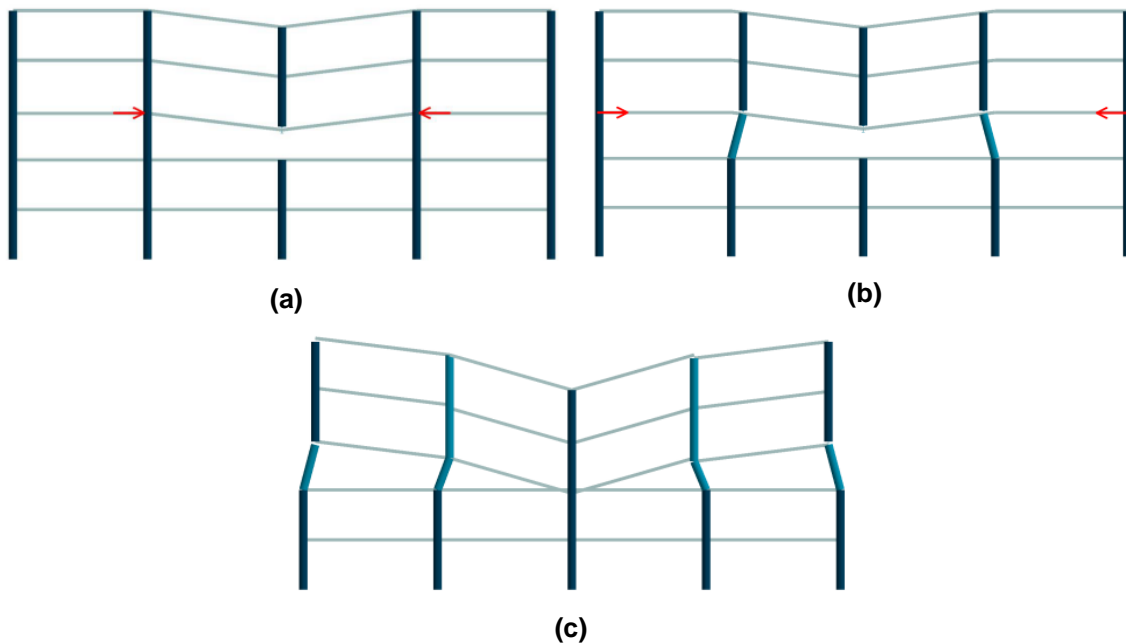


Figura 2-3 – Etapas de colapso progressivo tipo dominó: (a) derrubamento inicial de um elemento; (b) derrubamento de outros elementos devido a cargas horizontais; (c) progressão da rotura na horizontal (adaptado de [10])

2.1.1.4 Tipo seção (*Section-type*)

Este tipo de colapso pode ocorrer numa situação em que existe uma viga em flexão ou uma barra sob uma ação axial, que sujeita a um corte numa secção de uma viga ou numa barra, as forças internas devem ser transmitidas para as restantes secções transversais. Assim, este tipo de colapso pode não ser considerado em condições normais, colapso progressivo, mas sim uma fratura rápida.

2.1.1.5 Tipo instabilidade (*Instability-type*)

Este tipo de colapso, como ilustrado na Figura 2-4, ocorre tendo em conta as seguintes características; rotura inicial de elementos; instabilidade de elementos em compressão; rotura súbita de elementos não estabilizados devido a pequenas perturbações; roturas progressivas.

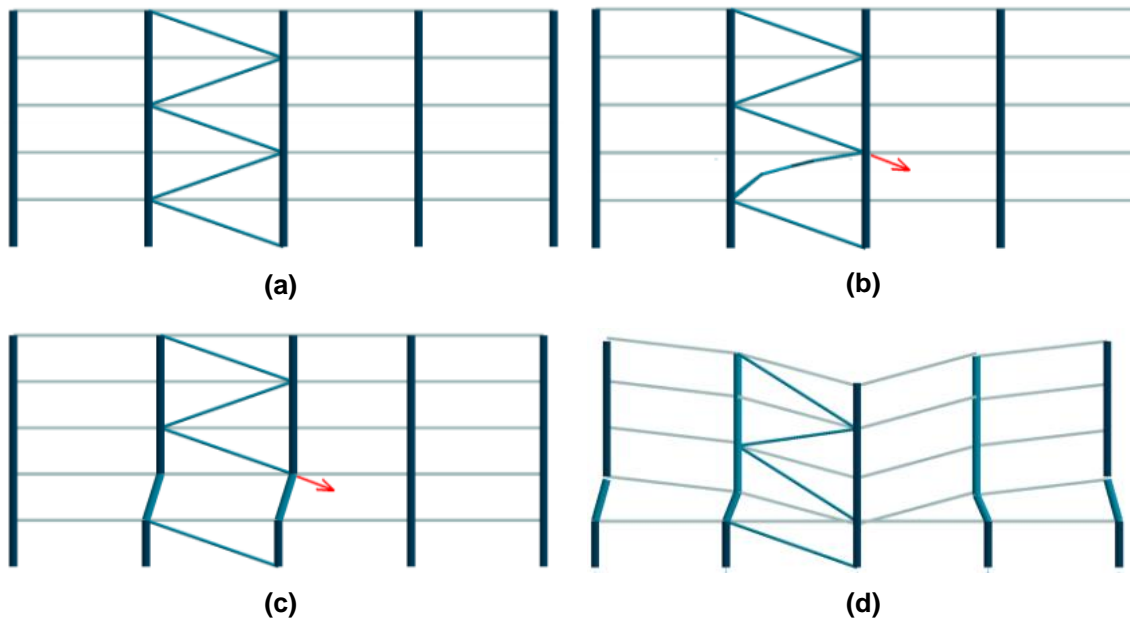


Figura 2-4 – Etapas de colapso progressivo tipo instabilidade: (a) estrutura indeformada; (b) rotura inicial de elementos; (c) instabilidade de elementos; (d) roturas progressivas até criar instabilidade (adaptado de [10])

2.1.1.6 Tipo misto (*Mixed-type*)

Aqui estão incluídos tipos de colapso que não podem ser facilmente descritos nos outros cinco tipos de colapso referidos ou poderão ser uma combinação de vários tipos.

Estes seis tipos de colapso, de acordo com o autor [9], ainda podem ser classificados em quatro classes. Assim, o colapso tipo fecho de correr e seção podem ser agrupados na classe de redistribuição desde que a estrutura restante redistribua os esforços dos elementos que entraram em rotura. O colapso tipo panqueca e dominó podem ser incluídos na classe de impacto, devido ao facto de que a maioria da energia potencial é transformada em energia cinética. Por fim, o tipo instabilidade e tipo misto têm as suas próprias classes.

2.2 Estruturas em que ocorreram o colapso progressivo

O estudo sobre este tema do colapso em estruturas, mais propriamente de colapso progressivo, começou a ser desenvolvido a partir de acontecimentos mediáticos em que ocorreram colapsos parciais e totais da estrutura. Apesar de os números de casos visualizados de colapso progressivo não serem muitos significativos, é necessário e fundamental que este assunto seja discutido entre as pessoas do mundo da engenharia civil e nos governos dos vários países para a proteção de edifícios essenciais para a população, como por exemplo, edifícios governamentais ou edifícios com funções hospitalares prevenindo assim de ataques terroristas por exemplo, que têm vindo a crescer ao longo dos anos e consequentemente evitando vítimas e perdas monetárias de elevado valor.

2.2.1 Ronan Point

O primeiro caso mediático aconteceu num apartamento de *Ronan Point*, situado na zona leste de Londres, em *Newham*. O edifício foi construído entre 1966 e 1968, tendo 22 andares com uma altura total de 64 metros sendo o sistema estrutural composto por paredes e lajes de betão pré-fabricado aparafusadas entre si e com a colocação de argamassa seca nas ligações. Na manhã de 16 de Maio de 1968, um residente do 18º andar, ao ligar o fogão da sua cozinha provocou uma explosão de gás devido a uma fuga de gás que originou danos ao nível estrutural nas paredes de betão pré-fabricado no canto do edifício levando a um deficiente suporte de cargas, não realizando a redistribuição de cargas corretamente. Estes danos estruturais propagaram-se até ao telhado bem como até ao nível do solo e que consequentemente motivou o colapso progressivo do edifício num canto, permanecendo intacto nas restantes zonas. Dos 260 residentes, este acidente originou 4 perdas de vidas humanas e 17 pessoas feridos [11].



Figura 2-5 - Edifício em *Ronan Point* depois da explosão (adaptado de [12])

Depois do colapso do apartamento de *Ronan Point*, ilustrado na Figura 2-5, o governo Britânico formou uma equipa para investigar as causas do colapso. Conclui-se que a explosão foi pequena e estimaram que a pressão originada pela explosão, teve valor aproximado de 10 psi (68,9 kPa). Outros testes realizados mostraram que as paredes da cozinha e da sala de estar poderiam ruir a um valor de pressão de 1,7 psi (11,7 kPa) e que as paredes exteriores poderiam ruir com um valor de pressão de 3 psi (20,7 kPa) [11].

Uma das conclusões a que se chegou foi a falta de integridade estrutural, não havendo caminhos de cargas alternativos para a redistribuição de forças nas paredes, originando o colapso imediato das paredes exteriores dos pisos superiores. Consequentemente, a carga de impacto dos detritos resultantes do colapso nos pisos superiores foi suficiente para ultrapassar a capacidade resistente e assim originar roturas sequenciais nos pisos inferior à explosão [13].

2.2.2 Alfred Paul Murrah

O segundo caso mediático aconteceu num edifício governamental *Alfred Paul Murrah* localizado no estado de *Oklahoma* (zona central dos Estados Unidos da América), mais precisamente na cidade de *Oklahoma*. Este edifício foi construído entre 1970 e 1976, tendo sido inaugurado a 2 de Março de 1977. A estrutura era constituída por betão armado, com 9 andares, tendo uma altura de 61 metros, com 21,4 metros de largura, como se pode observar na Figura 2-6 (a). No dia 19 de Abril de 1995, o edifício foi alvo de um ataque terrorista. A explosão ocorreu num camião a 4 metros de distância destruindo um dos pilares do edifício e posteriormente destruindo também lajes e vigas devido ao encurvamento de três pilares. Neste ataque terrorista faleceram 168 pessoas. Os danos no edifício podem ser visualizados na Figura 2-6 (b). Um mês depois do ataque terrorista, foi realizada a implosão das restantes partes do edifício [11].



(a)



(b)

Figura 2-6 – Edifício *Alfred P. Murrah*: (a) antes do colapso [14]; (b) depois do colapso [15]

Depois da investigação do colapso do edifício federal *Alfred Paul Murrah*, concluiu-se que deveriam ser aplicadas quatro normas para projetar edifícios em que poderão ocorrer colapso progressivo: Evitar que hajam irregularidades significativas na geometria da estrutura e usando o método de caminho de carga alternativo (“*alternate load path*”) em vigas; os elementos de laje e paredes podem entrar em rotura sem a destruição de toda a estrutura; os elementos devem ser robustos e dúcteis para sustentar grandes deformações; os pilares com áreas de seção de baixa dimensão devem ser projetados de forma a resistir a explosões diretas tanto quanto possível [16]. Este autor [16] refere ainda que adotando os regulamentos para as ações sísmicas em edifícios em zonas em que ação sísmica não atua de forma considerável, poderão ser aplicados em edifícios com um grau de importância elevado, como por exemplo, edifícios governamentais ou edifícios com funções hospitalares, de forma a fortalecer os edifícios em questão.

2.2.3 L'Ambience Plaza

O terceiro caso mediático aconteceu num edifício de apartamentos designado como *L'Ambience Plaza*, ver Figura 2-7 (a), localizado no estado de *Connecticut*, mais precisamente na cidade de *Bridgeport*, na zona leste dos Estados Unidos da América. No dia 23 de Abril de 1987, ocorreu o colapso do edifício que era constituído por 16 andares de apartamentos em fase de construção. A estrutura foi erguida usando o chamado método de levantamento de lajes (*"lift-slab method"*), em que era necessário que todas as lajes se encontrassem no solo e que posteriormente seriam elevadas para as suas respetivas posições usando operações de encamisamento. O colapso, como se pode ver na Figura 2-7 (b), ocorreu depois de finalizar umas das operações de encamisamento fazendo com que falecessem 28 operários da construção civil [11].



(a)



(b)

Figura 2-7 - Edifício *L'Ambience Plaza*: (a) na fase de construção antes do colapso [17]; (b) depois do colapso [18]

Depois da investigação ao colapso do edifício foram observadas quatro deficiências estruturais principais que poderão ter causado o colapso: colocação imprópria dos cabos junto das elevações das lajes; seções de lajes de betão sobrecarregadas adjacentes a duas aberturas temporárias de laje para colocação de cofragens na parede; o aço ficou com uma tensão excessiva e flexível devido aos ângulos de elevação da laje durante a execução da elevação; ligações temporárias de laje-pilar inadequadas para garantirem a estabilidade estrutural [19].

Outra investigação ao mesmo edifício mostra que as causas para o colapso foram: configuração imprópria de cabos; fraca estabilidade global, pressão lateral do solo e betão congelado, sendo que a razão direta para o colapso total da estrutura poderia estar associado a utilização de um aço pouco resistente e devido ao facto de o edifício estar em fase de construção [17].

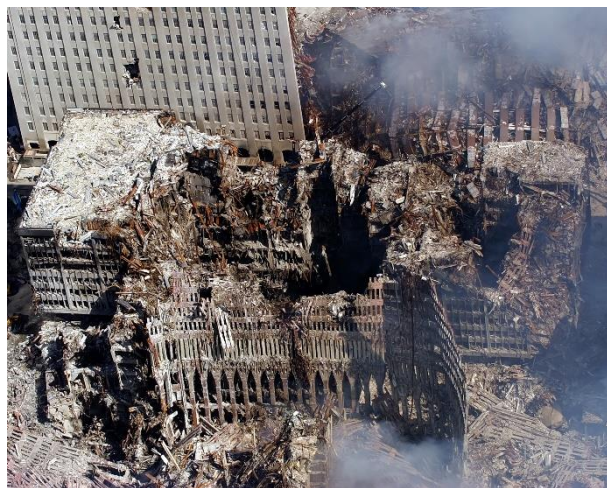
2.2.4 World Trade Center

O quarto caso aqui relatado, é um caso muito mediático ao nível mundial devido a ter ocorrido um ataque terrorista às torres gêmeas do *World Trade Center*, nos dois edifícios de grandes dimensões numa das cidades mais conhecidas do mundo, no estado de Nova Iorque, mais propriamente na cidade de Nova Iorque, nos Estados Unidos da América, como ilustrado na Figura 2-8 (a).

No dia 11 de Setembro de 2001, terroristas da organização islâmica denominada como Al-Qaeda, sequestraram quatro aviões e dois deles colidiram nas duas torres de Nova Iorque. As duas torres colapsaram horas depois, provocando não só 2.996 vítimas mortais, mas também estragos em edifícios vizinhos, como se pode visualizar na Figura 2-8 (b).



(a)



(b)

Figura 2-8 - As torres gêmeas do *World Trade Center*: (a) antes do colapso [20] ; (b) depois do colapso [21]

Depois do colapso das duas torres, foram realizadas diversas investigações que poderiam explicar a destruição das estruturas. Se não houvesse uma perda de uma porção significativa do isolamento ao aço durante o impacto dos aviões, o subsequente fogo provavelmente não levaria ao colapso total da estrutura. Esta perda de isolamento de aço significativa levou a que vários elementos estruturais de aço aquecessem até aos 600°C (o aço estrutural perde cerca de 20% do seu rendimento aos 300°C e por volta de 85% aos 600°C). Foi referido que 13% dos 287 pilares foram destruídos e muitos outros sofreram deformações significativas, causando um défice na redistribuição de cargas, levando a um aumento significativo de cargas em alguns pilares.

Resumindo, o colapso das torres gêmeas do WTC sucedeu-se a partir de uma combinação de sete efeitos: tensão excessiva em alguns pilares devido à deficiente redistribuição de carga; aquecimento excessivo devido à perda de isolamento do aço; diminuição drástica da tensão de cedência do aço provocado pelo calor; deformação lateral em muitos pilares devido a variações térmicas; apoio lateral enfraquecido devido à redução de rigidez dos pisos; encurvadura de pilares em vários pisos; um conjunto de pilares sujeitos a temperaturas elevadas atingiu um patamar plástico, que consequentemente levou à encurvadura dos pilares [22].

2.3 Estudos Numéricos

De seguida serão analisados alguns ensaios numéricos relacionados com o colapso progressivo realizados ao longo dos últimos anos.

2.3.1 Kim et al (2008)

Kim et al [23] propuseram duas soluções para reduzir o potencial de colapso progressivo. A primeira solução designada como um sistema resistente a cargas na direção vertical (*"gravity load resisting system"*), em seguida designada com a abreviatura GLRS, consiste num sistema para resistir às cargas na direção vertical a partir de pilares e vigas de aço, enquanto para as cargas horizontais foram utilizadas paredes resistentes de aço, como se pode observar na Figura 2-9 (a). Na segunda solução designada como um sistema resistente às cargas horizontais (*"lateral load resisting system"*), em seguida designada com a abreviatura LLRS, consiste num sistema para resistir quer às cargas na direção vertical quer às cargas horizontais utilizando pilares e vigas de aço, como se pode observar na Figura 2-9 (b).

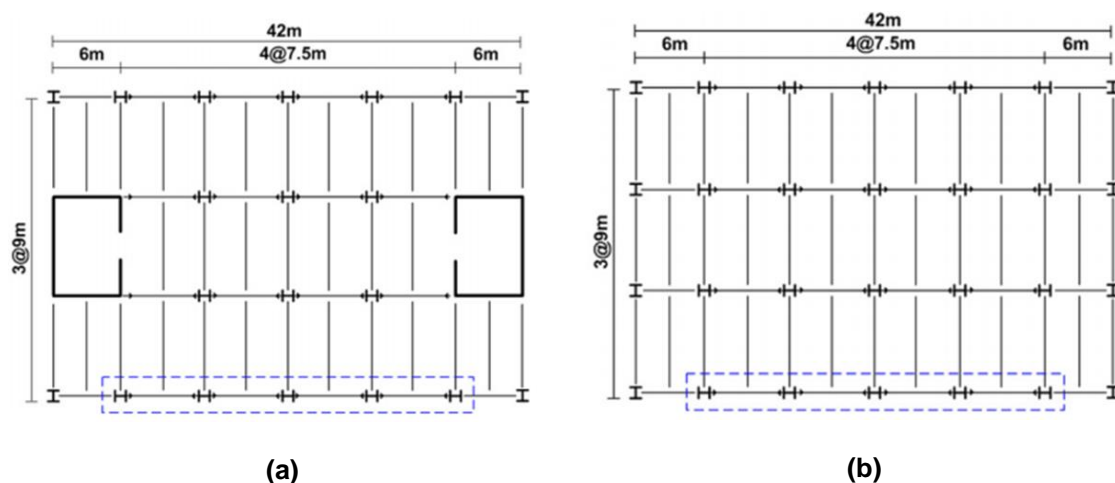


Figura 2-9 – Planta estrutural (a) Sistema GLRS; (b) Sistema LLRS (adaptado de [17])

A partir destas duas soluções, foram projetados de acordo com os regulamentos do KBC [24] e AISC LRFD [25], três estruturas com alturas diferentes, ou seja, uma estrutura com 3 pisos como se ilustra na Figura 2-10, outra com 6 pisos e por fim uma estrutura com 15 pisos. Os pilares e as vigas foram projetados com classes de aço de SM490 e SS400, respectivamente.

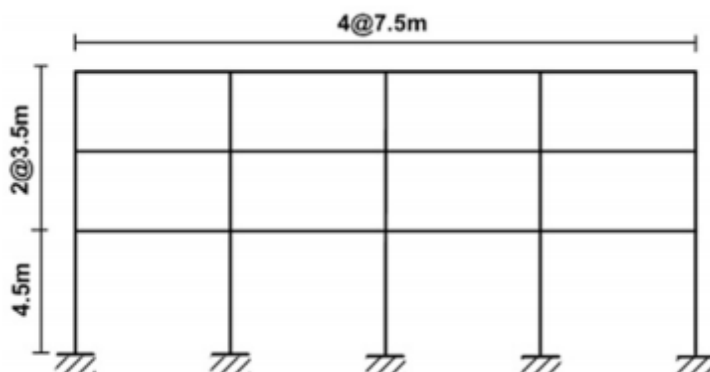


Figura 2-10 – Alçado do modelo estrutural com 3 pisos (adaptado de [17])

Assim, com a definição dos modelos e dos materiais da estrutura, foram realizadas três análises para o colapso progressivo: análise estática linear (LS), análise dinâmica linear (LD) e análise dinâmica não-linear (ND), de acordo com o manual do GSA 2003 [3] e do documento UFC-DBR-PC 2005 [26]. As análises referidas anteriormente foram realizadas com o *software* OpenSees. Para a análise estática e dinâmica foram considerados os seguintes carregamentos de acordo com o regulamento do GSA e do UFC-DBR-PC, respectivamente:

$$(DL + 0.25LL) \quad (2.1)$$

$$(1.2DL + 0.5L) + 0.2WL \quad (2.2)$$

em que DL representa as cargas permanentes, LL representa as sobrecargas e o WL as cargas relacionadas com o vento. De notar que na zona acima em que o pilar é removido é utilizado um fator de amplificação de 2.0 quando se realiza uma análise estática, quer para o regulamento do GSA quer para o UFC-DBR-PC, como se pode visualizar na Figura 2-11 (a) e (b). Na análise dinâmica, ambos os regulamentos não recomendam o uso do fator de amplificação, como se pode visualizar na Figura 2-11 (c) e (d).

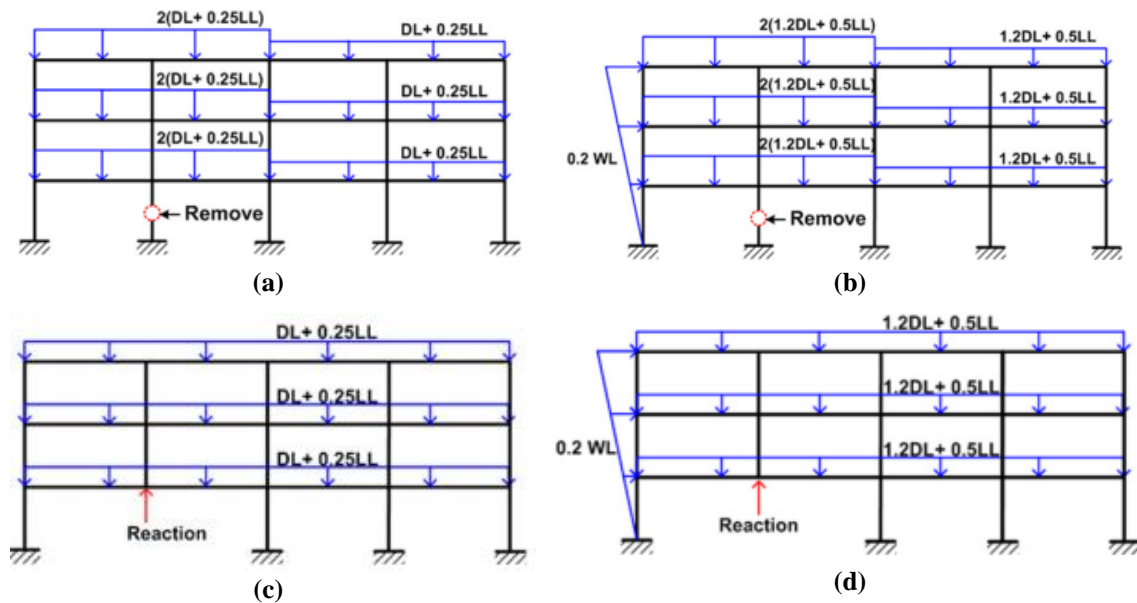


Figura 2-11 – Análise: (a) Estática (regulamento do GSA); (b) Estática (regulamento do UFC-DBR-PC); (c) Dinâmica (regulamento do GSA); (d) Dinâmica (regulamento do UFC-DBR-PC) (adaptado de [23])

Análise estática linear:

Seguindo o procedimento anterior, foram observadas as zonas em que se verificam as rótulas juntamente com o valor de quociente entre o esforço atuante e o resistente, (“*Demand–Capacity Ratio*”), em seguida designado com a abreviatura DCR, aquando da remoção de um pilar de canto na estrutura. Observou-se que todos elementos excederam o quociente de DCR, de 3.0 no caso das vigas, ou seja, os esforços atuantes nas vigas são três vezes superiores aos esforços resistentes, nas estruturas com 3 pisos, 6 pisos e 15 pisos e, portanto, existe uma forte probabilidade de colapso progressivo no sistema estrutural GLRS aquando da remoção do pilar de canto, como se ilustra na Figura 2-12. De referir que se num elemento exceder o quociente de DCR definido pelos critérios de aceitação, uma rótula deverá ser colocada na extremidade do elemento, como por exemplo numa viga.

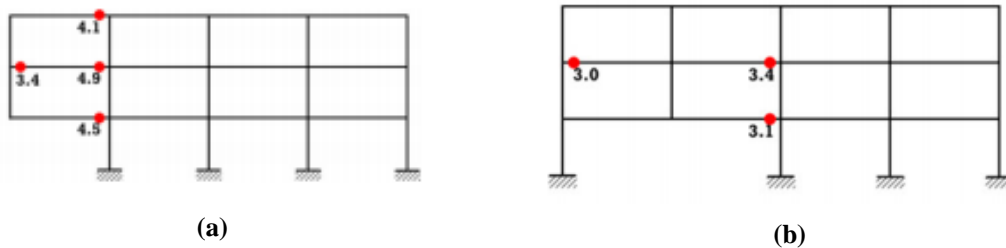


Figura 2-12 - Localização das rótulas quando: (a) o pilar de canto do sistema estrutural GLRS é removido e o quociente de DCR (Modelo de 3 pisos); (b) o segundo pilar a contar da esquerda do sistema estrutural GLRS é removido (1ª iteração) e o quociente de DCR (Modelo de 3 pisos) (adaptado de [23])

Os autores consideraram outra remoção de pilar, mais concretamente na remoção do segundo pilar a contar da esquerda no sistema estrutural GLRS. Foram então realizadas três iterações, em que cada iteração é colocada uma rótula plástica na extremidade do elemento se o esforço atuante exceder três vezes mais que o esforço resistente, se isto se suceder, é aplicado um momento fletor resistente na rótula plástica de valor igual ao momento fletor atuante, mas no sentido oposto e repetir este processo até que o quociente de DCR não seja excedido em algum elemento. Portanto, verificou-se que os modelos estruturais, nas três iterações, tinham uma forte probabilidade de ocorrer o colapso progressivo devido ao quociente de DCR exceder o valor de 3.0, de acordo com o regulamento do GSA. É possível também verificar que o número de rótulas na primeira iteração foi menor em comparação à remoção de pilar de canto, como observado na Figura 2-12.

Os regulamentos do UFC-DBR-PC têm critérios mais rigorosos, ou seja, mais conservativos, devido a ter em consideração as cargas relativas ao vento e o caso de os coeficientes parciais de segurança serem superiores em relação ao regulamento do GSA. Portanto, observou-se que na maior parte das vigas e dos pilares excederam os seus limites originando rótulas existindo assim uma forte possibilidade de ocorrer o colapso progressivo, como se pode observar na Figura 2-13. É importante salientar que não é avaliado o quociente de DCR, no regulamento do UFC-DBR-PC, ou seja, é verificado se os esforços atuantes não ultrapassam os resistentes.

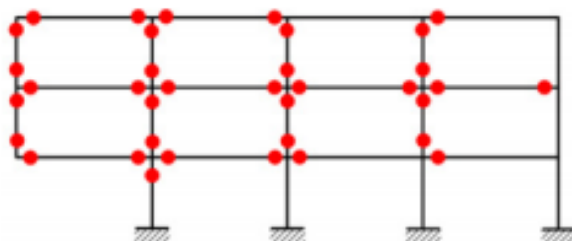


Figura 2-13 – Localização possível das rótulas quando o pilar de canto do sistema estrutural GLRS é removido de acordo com o regulamento do UFC-DBR-PC (Modelo de 3 pisos) (adaptado de [23])

O modelo estrutural LLRS foi projetado com elementos de maior largura comparando com o modelo estrutural GLRS, sendo assim expectável que a capacidade de resistência ao colapso progressivo seria maior em relação ao modelo estrutural GLRS. Logo, foi observado que o número de rótulas foi menor em relação ao modelo estrutural GLRS, de acordo com o GSA. Em relação aos regulamentos do UFC-DBR-PC, as localizações das rótulas foram praticamente idênticas nos dois modelos, GLRS e LLRS, independentemente do local da remoção do pilar.

Análise dinâmica linear:

Neste tipo de análise, o fator dinâmico de amplificação 2.0 não é aplicado. Assim, comparando as duas análises, estática linear e dinâmica linear, observou-se menos rótulas formadas na análise dinâmica linear em comparação com a análise estática linear. Os valores de quociente de DCR obtidos da análise dinâmica linear foram também menores em comparação com a análise estática linear, como se ilustra na Figura 2-14.

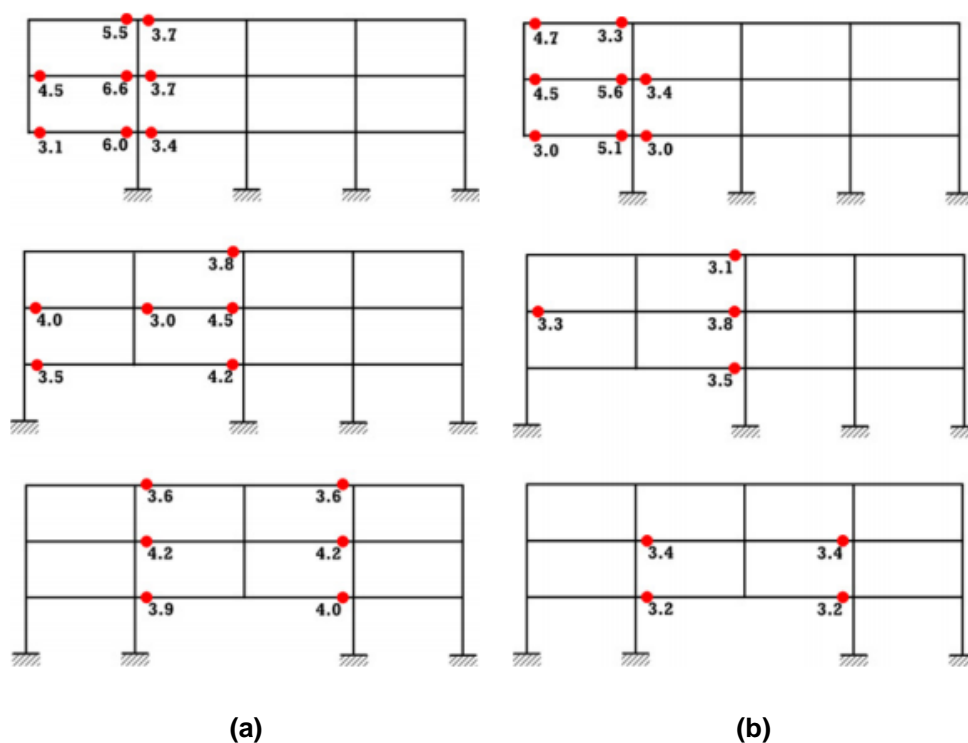
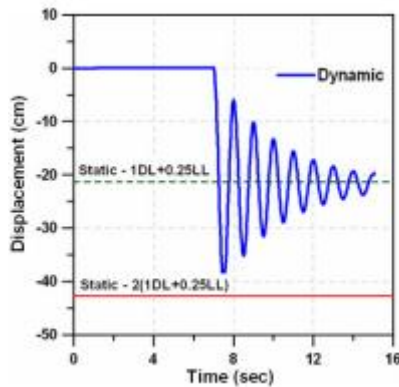
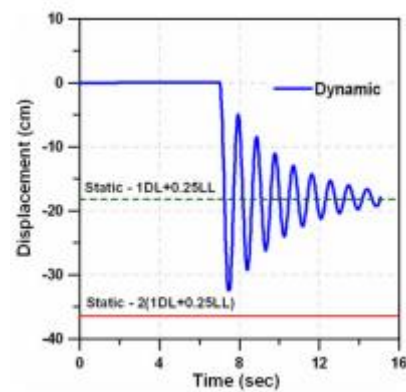


Figura 2-14 – Comparação da localização das rótulas e valores de quociente de DCR das análises estáticas lineares (a) e análises dinâmicas lineares (b), no sistema estrutural GLRS de acordo com o regulamento do GSA (adaptado de [23])

Na análise dinâmica linear, os deslocamentos máximos obtidos foram menores em comparação com a análise estática linear que utiliza o fator de dinâmico de amplificação, como se pode observar na Figura 2-15. Em relação ao número de pisos nos modelos estruturais, foi possível também observar que à medida que o número de pisos aumenta, o deslocamento máximo diminui devido a um maior número de elementos que participam em resistir ao colapso progressivo. O deslocamento da análise dinâmica linear aproximou-se gradualmente da análise estática linear que não considera o fator de amplificação.



(a)

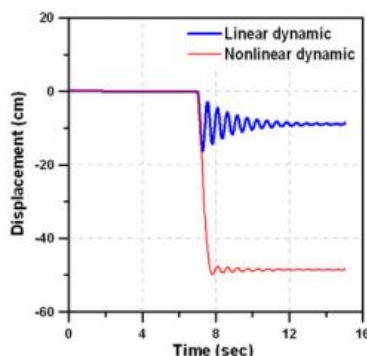


(b)

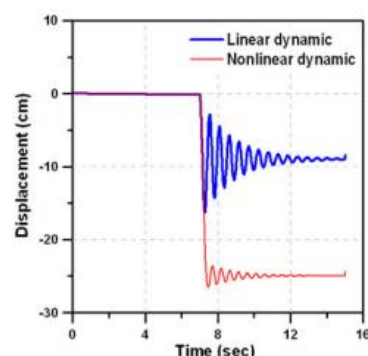
Figura 2-15 – Deslocamento em função do tempo na análise estática linear e análise dinâmica linear quando o pilar de canto nas estruturas com 3 pisos é removido de acordo com o regulamento do GSA: (a) sistema GLRS; (b) sistema LLRS (adaptado de [23])

Análise dinâmica não-linear:

Geralmente este tipo de análise é considerado mais sofisticado em relação a uma análise linear sobretudo na caracterização da performance de uma estrutura. Assim, os regulamentos permitem ser menos conservativos nos critérios reconhecendo que este tipo de análise pode obter melhores resultados. No entanto, os regulamentos também indicam que poderão ser encontrados problemas de convergência, bem como problemas nas condições de fronteira, na geometria ou nos materiais. É possível observar que os deslocamentos da análise dinâmica não-linear são maiores em comparação com a análise dinâmica linear, mesmo com o aumentar do número de pisos da estrutura, como está ilustrado na Figura 2-16. Os deslocamentos referentes aos regulamentos do UFC-DBR-PC são maiores em relação aos do GSA, devido ao carregamento ser maior no caso em que se utiliza o regulamento UFC-DBR-PC, como se pode observar na Figura 2-17.

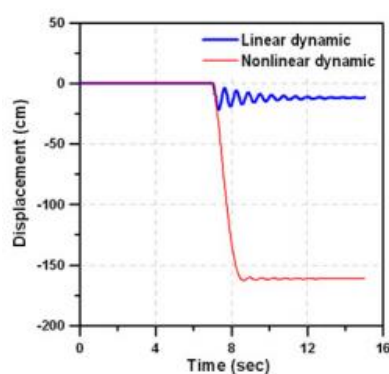


(a)

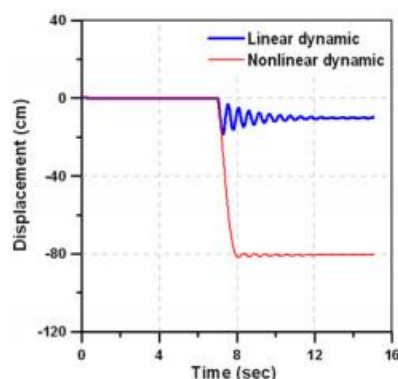


(b)

Figura 2-16 - Deslocamento em função do tempo na análise dinâmica linear e análise dinâmica não-linear quando o segundo pilar a contar da esquerda nas estruturas com 3 pisos é removido de acordo com o regulamento do GSA: (a) sistema GLRS; (b) sistema LLRS (adaptado de [23])



(a)



(b)

Figura 2-17 - Deslocamento em função do tempo na análise dinâmica linear e análise dinâmica não-linear quando o segundo pilar a contar da esquerda nas estruturas com 3 pisos é removido de acordo com o regulamento do UFC-DBR-PC: (a) sistema GLRS; (b) sistema LLRS (adaptado de [23])

Foi estudado também nesta análise as rótulas plásticas e os seus respetivos ângulos em radianos no modelo estrutural GLRS com 3 pisos, seguindo os regulamentos do GSA. Quando o pilar de canto foi removido, formaram-se rótulas plásticas nos pilares e nas vigas, sendo que o critério de aceitação de 0.21 radianos foi excedido em muitos elementos estruturais, ou seja, este critério é muitas vezes utilizado para definir a rotura. Quando o segundo pilar a contar da esquerda foi removido, as rótulas plásticas verificadas foram relativamente pequenas em comparação com aquelas que foram obtidas quando o pilar de canto foi removido, como se pode visualizar na Figura 2-18. Comparando também os dois sistemas estruturais, é possível observar que o valor do ângulo das rótulas plásticas no LLRS é significativamente menor em relação ao GLRS e que nenhum valor de rotação plástica excedeu o critério de aceitação, como se pode comparar nas duas Figura 2-18 e Figura 2-19.

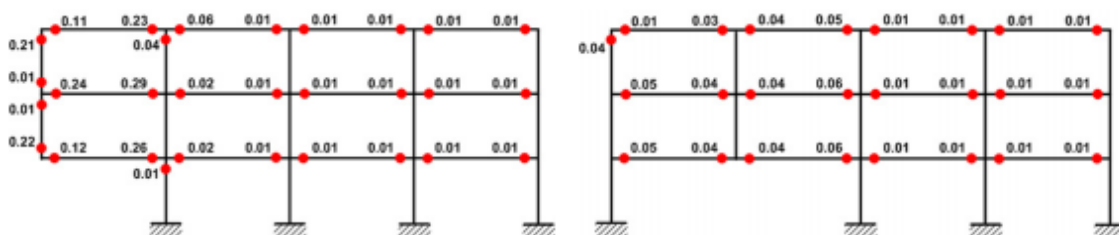


Figura 2-18 – Valor de rotação dos elementos em radianos no sistema estrutural GLRS de 3 pisos de acordo com o regulamento do GSA (adaptado de [23])

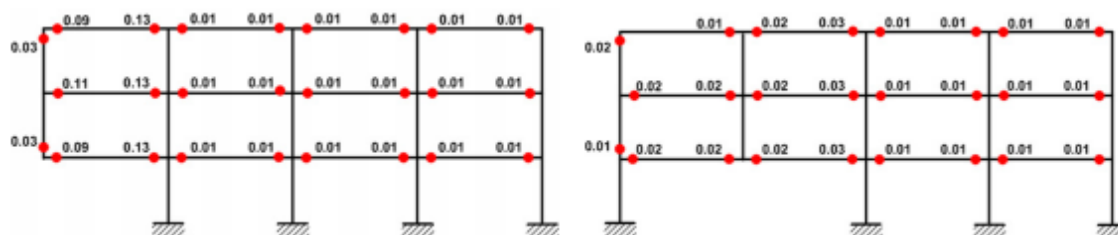


Figura 2-19 – Valor de rotação dos elementos em radianos no modelo estrutural LLRS de 3 pisos de acordo com o regulamento do GSA (adaptado de [23])

No entanto, quando o mesmo modelo estrutural LLRS foi sujeito ao carregamento na direção vertical de acordo com os regulamentos do UFC-DBR-PC, o critério excedeu em alguns pontos quando o pilar de canto foi removido, como se pode visualizar na Figura 2-20.

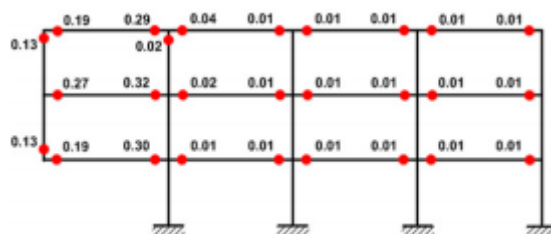


Figura 2-20 – Valor de rotação dos elementos em radianos no modelo estrutural LLRS de 3 pisos de acordo com o regulamento do UFC-DBR-PC (adaptado de [23])

Os quocientes de ductilidade foram calculados a partir da divisão do deslocamento máximo realizando uma análise dinâmica não linear e do deslocamento da estrutura utilizando uma análise não linear. De referir que quocientes de ductilidade, não podem ultrapassar os 20, quer para vigas metálicas, quer para pilares metálicos de acordo com o regulamento do GSA.

Os quocientes de ductilidade acabaram por ser maiores quando o pilar de canto foi removido nos casos em que se utiliza os regulamentos do GSA e do UFC-DBR-PC, sendo cumprido só no modelo estrutural LLRS com o regulamento do GSA em que o quociente de ductilidade se situava nos 15.2. Notando-se também que os deslocamentos são muito maiores, no caso de o pilar de canto ser removido, como se pode observar na Tabela 2-1.

Tabela 2-1 – Quocientes de ductilidade em estruturas com 3 pisos em função do pilar removido (adaptado de [23])

GSA				
Pilar removido	GLRS		LLRS	
	Deslocamento máximo (mm)	Ductilidade	Deslocamento máximo (mm)	Ductilidade
Canto	2905	32.3	1307	15.2
Segundo	498	8.3	266	4.7
Central	438	7.3	245	4.4

DoD				
Pilar removido	GLRS		LLRS	
	Deslocamento máximo (mm)	Ductilidade	Deslocamento máximo (mm)	Ductilidade
Canto	-	-	3244	37.7
Segundo	1628	27.1	818	14.6
Central	1435	23.9	752	13.4

Em relação ao número de pisos, foi possível observar que à medida que o número de pisos aumenta, os deslocamentos máximos na estrutura decresceram, portanto, os quocientes de ductilidade decresceram igualmente. Quando o segundo pilar a contar da esquerda foi removido, o quociente de ductilidade só excedeu o limite no sistema estrutural GLRS de 3 pisos, seguindo o carregamento especificado nos regulamentos do UFC-DBR-PC, como se observa na Tabela 2-2.

Tabela 2-2 – Quocientes de ductilidade quando o segundo pilar a contar da esquerda é removido em função do número de pisos (adaptado de [23])

GSA				
Número de Pisos	GLRS		LLRS	
	Deslocamento máximo (mm)	Ductilidade	Deslocamento máximo (mm)	Ductilidade
3	498	8.3	266	4.7
6	168	2.8	141	2.6
15	158	2.6	129	2.5

DoD				
Número de Pisos	GLRS		LLRS	
	Deslocamento máximo (mm)	Ductilidade	Deslocamento máximo (mm)	Ductilidade
3	1628	27.1	819	14.6
6	429	7.2	334	6.2
15	378	6.3	285	5.6

Por fim, foi realizada a comparação do potencial de colapso progressivo entre os sistemas estruturais e comparando também com a análise estática linear e a análise dinâmica não-linear. Para comparação de resultados, na análise estática linear é verificado se o valor de DCR é excedido e a para a análise dinâmica não-linear é verificado se o quociente de ductilidade não ultrapassa o valor recomendado pelos regulamentos. Então, observou-se que a análise estática linear foi muito conservativa comparando com a análise dinâmica não-linear realizada, como é verificado na Tabela 2-3.

Tabela 2-3 – Comparação do potencial de colapso progressivo aquando da remoção do segundo pilar a contar da esquerda (adaptado de [23])

Modelo estrutural	Número de pisos	GSA		DoD	
		LS	ND	LS	ND
GLRS	3	Sim	Não	Sim	Sim
	6	Sim	Não	Sim	Não
	15	Sim	Não	Sim	Não
LLRS	3	Não	Não	Sim	Não
	6	Não	Não	Sim	Não
	15	Não	Não	Sim	Não

Tabela 2-4 - Comparação do potencial de colapso progressivo em função da localização de remoção do pilar com 3 pisos (adaptado de [23])

Modelo estrutural	Localização de remoção do pilar	GSA		DoD	
		LS	ND	LS	ND
GLRS	Canto	Sim	Sim	Sim	Sim
	Segundo	Sim	Não	Sim	Sim
	Central	Sim	Não	Sim	Sim
LLRS	Canto	Sim	Não	Sim	Sim
	Segundo	Não	Não	Sim	Não
	Central	Não	Não	Sim	Não

Concluindo, o sistema estrutural LLRS, acabou por ser menos vulnerável ao colapso progressivo. Foi também observado que o potencial de colapso progressivo foi maior aquando da remoção súbita do pilar de canto, ver Tabela 2-4, e que o potencial de colapso progressivo decresceu com o aumentar do número de pisos.

Apesar de análise estática linear ter a vantagem de ser teoricamente simples e sem ter a sofisticação da modelação não-linear, foi efetuado um longo trabalho manual para avaliar o quociente de DCR em cada passo de análise.

A análise dinâmica não-linear envolve a modelação não-linear de elementos e ligações, sendo que o custo e a complexidade destes estudos são muito elevados. Contudo, os recentes avanços computacionais e nos programas comerciais de análises fazem com que seja possível que os engenheiros utilizem para a avaliação de estruturas mais complexas. Assim, neste contexto, a análise dinâmica não-linear deverá ser usada para maior precisão de resultados no estudo e avaliação do potencial do colapso progressivo.

Para uma avaliação mais precisa do potencial de colapso progressivo será necessário considerar nas análises ligações mais robustas.

2.3.2 Fu (2011)

Fu [27] criou um modelo de elementos finitos em três dimensões com o *software* ABAQUS [28], que simula uma estrutura típica de arranha-céus com lajes mistas. O modelo criado contém 20 pisos com 3 m de altura em cada piso utilizando elementos de betão e aço e

em relação à planta da estrutura foi considerada uma estrutura quadrangular com oito pilares espaçados de 7.5 m nas duas direções, como se pode observar na Figura 2-21.

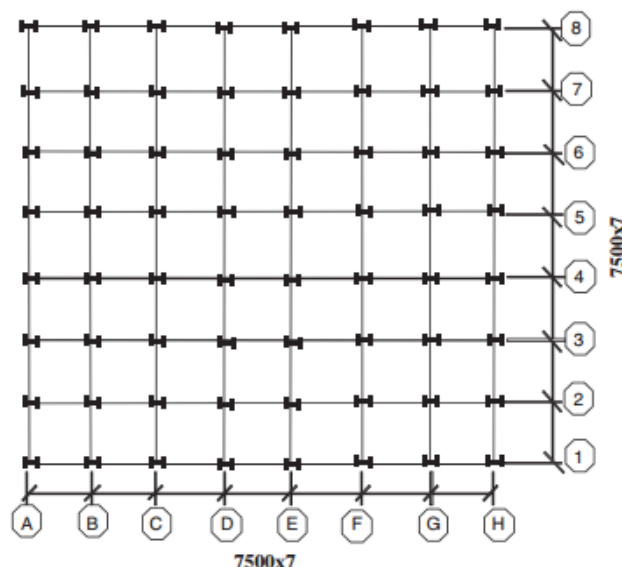


Figura 2-21 – Planta do edifício (adaptado de [21])

A laje tem uma espessura de 130 mm tendo uma malha de armadura de A252. Todas as vigas têm secções do tipo *British universal* UB305x102x25 e em relação aos pilares as secções desde o piso térreo até ao piso 6 têm secções do tipo *British universal* UC356x406x634, do piso 7 até ao piso 13 com UC356x406x467 e do piso 14 ao 19 com UC356x406x287. A estabilidade lateral é dada pelo contraventamento em cruz tendo secções designadas por *British Circular Hollow* CHCF de 273x12.5. Os elementos de aço nesta estrutura são projetados a partir dos regulamentos britânicos ("*British Standards*") [29].

Depois da estrutura criada, foram considerados 6 casos diferentes de remoção de pilares na estrutura, apresentados na Tabela 2-5:

Tabela 2-5 – Diferentes casos de remoção de pilares (adaptado de [21])

Caso	Piso	Primeira coluna	Segunda coluna ou contraventamento
Caso 1	Piso térreo	A1	A2
Caso 2	Piso 14	A1	A2
Caso 3	Piso térreo	A1	A2
Caso 4	Piso térreo	A5	Contraventamento A5A4
Caso 5	Piso 14	A5	Contraventamento A5A4
Caso 6	Piso térreo	A2	A3

Para a verificação da resposta da estrutura devido à remoção de pilares, foi feita uma

análise dinâmica não linear. Em vez da remoção dos dois pilares em simultâneo, foi realizada a remoção de um primeiro pilar ao 1º segundo e um segundo depois a remoção de um segundo pilar, simulando um cenário de um veículo de grandes dimensões, no impacto ao edifício, como está ilustrado um exemplo na Figura 2-22, seguindo os regulamentos do GSA [3].

Caso 1:

Neste caso, o pilar A1 é removido no primeiro piso. Como se pode observar, Figura 2-23 (a), o momento na viga B1A1 chegou a atingir um pico imediatamente após a remoção do pilar A1. O momento da viga A3A2 aumenta drasticamente depois da remoção do segundo pilar A2, sendo que esse pico de momento da viga A3A2 é menor que o pico de momento da viga B1A1.

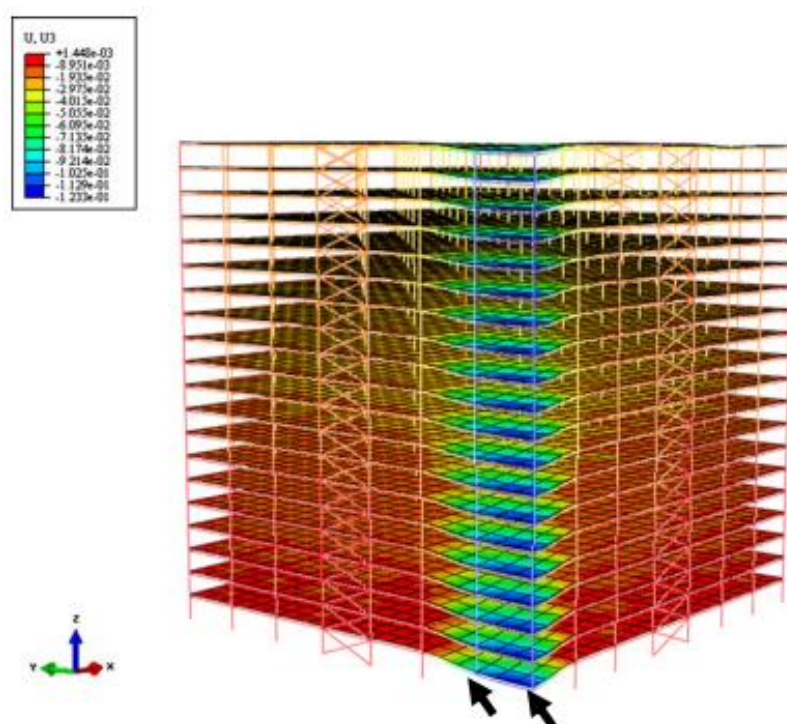


Figura 2-22 – Deslocamento vertical no caso 1 (adaptado de [21])

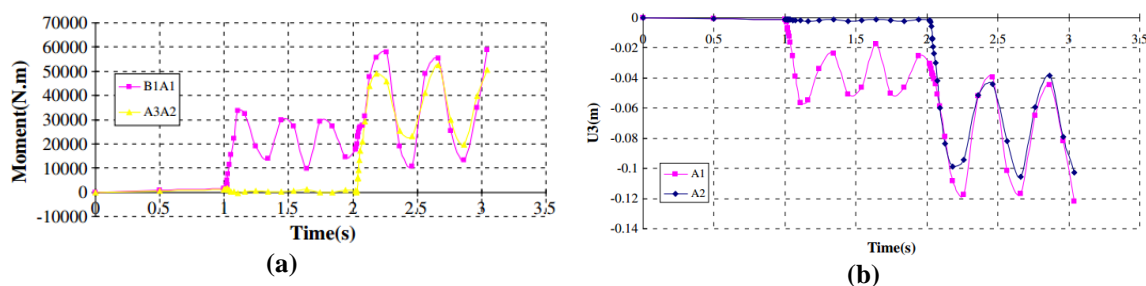


Figura 2-23 – (a) Momento em B1A1 e A3A2 no caso 1; (b) Deslocamento no nó A1 e A2 no caso 1 (adaptado de [21])

Verifica-se também que o nó A1 obteve um deslocamento vertical de 58 mm, com variações de deslocamento devido às vibrações da estrutura. De seguida, ao remover o pilar A2, o deslocamento vertical do nó A1 começou a aumentar de forma brusca e atingiu um valor de 118 mm como se pode verificar na Figura 2-23 (b), sendo maior que o deslocamento vertical do nó A2.

Na Figura 2-24, é possível verificar que não se observou deformação plástica em nenhuma das vigas aquando da remoção do pilar A1. A partir da remoção do pilar A2, verificou-se que entrou em regime plástico na viga B1A1 enquanto que a viga A3A2 se manteve em regime elástico.

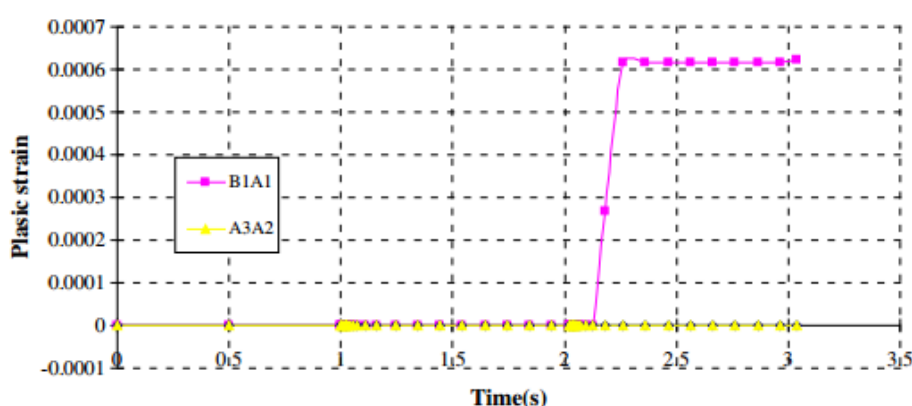


Figura 2-24 – Deformação plástica em vigas no caso 1 (adaptado de [21])

Caso 2:

Neste caso, o pilar A1 é removido no 14º piso. Como se pode observar na Figura 2-25 (a), o momento na viga B1A1 chegou a atingir um pico imediatamente após a remoção do pilar A1. O momento da viga A3A2 aumenta drasticamente depois da remoção do segundo pilar A2, sendo que esse pico de momento da viga A3A2 é menor que o pico de momento da viga B1A1, muito similar ao caso 1.

Verifica-se também que o nó A1 obteve um pico inicial no deslocamento vertical, com variações de deslocamento devido às vibrações da estrutura. De seguida, ao remover o pilar A2, o deslocamento vertical do nó A1 aumentou repentinamente e atingiu um valor maior ao deslocamento vertical do nó A2, como se pode verificar na Figura 2-25 (b).

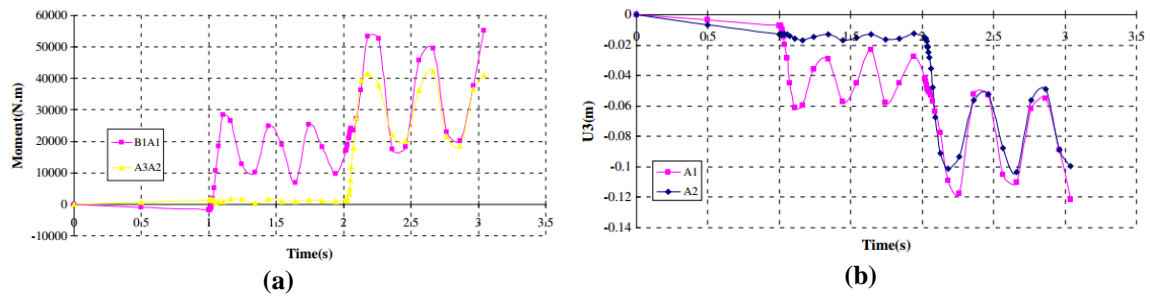


Figura 2-25 – (a) Momento em B1A1 e A3A2 no caso 2; (b) Deslocamento no nó A1 e A2 no caso 2 (adaptado de [21])

A deformação plástica, para o caso 2, pode ser observada na Figura 2-26.

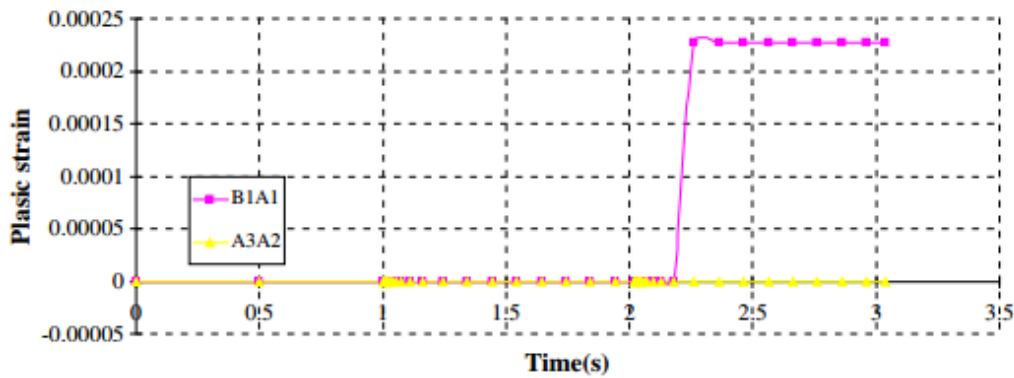


Figura 2-26 - Deformação plástica em vigas no caso 2 (adaptado de [21])

Na comparação realizada entre o caso 1 e o caso 2, é possível dizer que os momentos no caso 2 são menores que os momentos no caso 1, como se pode verificar na Figura 2-27 (a), porque quando são removidos os pilares no 14º piso, os pisos acima desse são os mais afetados. Outra das justificações incide-se nas cargas dos pilares do primeiro piso em que são maiores que nos pilares dos pisos superiores, portanto, se o pilar do primeiro piso for removido, maior carga terá que ser redistribuída pelas vigas adjacentes. Em relação à deformação plástica, o caso 1 atinge um valor maior que o caso 2, como se observa na Figura 2-27 (b) devido às justificações apresentadas anteriormente.

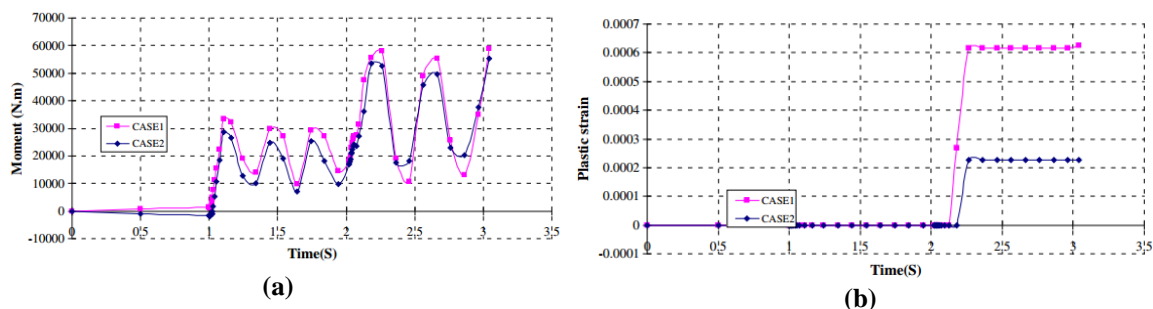


Figura 2-27 – (a) Comparação do momento do Caso 1 e do Caso 2; (b) Comparação da deformação plástica no Caso 1 e do Caso 2 (adaptado de [21])

Caso 3:

Neste caso, os pilares A1 e A2 são removidos em simultâneo no primeiro piso. Na Figura 2-28 (a), os momentos da viga A3A2 são menores que na viga B1A1, como no caso 1. Contudo, no caso 3 das duas vigas, observou-se que entraram em regime plástico o que não acontecia no caso 1 e no caso 2, como está ilustrado na Figura 2-28 (b).

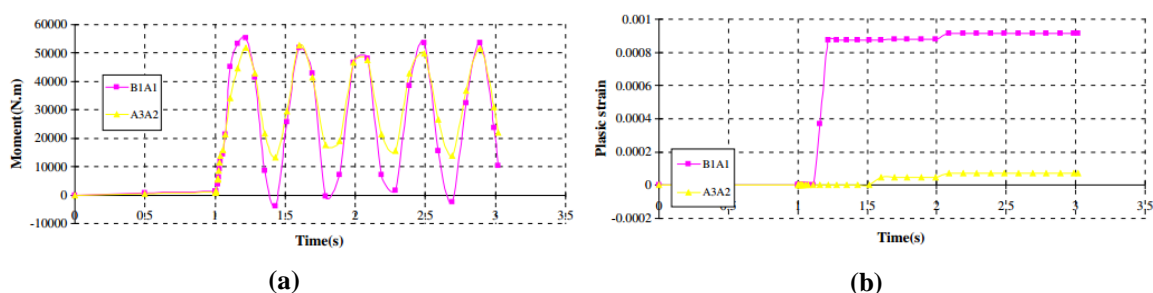


Figura 2-28 – (a) Momento em B1A1 e A3A2 no caso 3; (b) Deformação plástica em vigas no caso 3 (adaptado de [21])

Caso 4:

Neste caso, o pilar A5 é removido em primeiro lugar e o elemento de contraventamento A4A5 é removido de seguida no 1º piso. Comparando com os casos 1, 2 e 3, os momentos são menores e não se verificou nenhuma viga em regime plástico.

Caso 5:

Neste caso, o pilar A5 é removido em primeiro lugar e o elemento de contraventamento A4A5 é removido de seguida no 14º piso. Não se verificou plasticidade neste caso e apresenta um comportamento estrutural muito semelhante ao caso 4.

Portanto, nestas duas últimas análises, pode ser concluído que o edifício é menos vulnerável ao colapso progressivo no caso em que se remove um elemento de contraventamento, a menos que na remoção esteja incluída ventos fortes ou sismos.

Caso 6:

Neste caso, o pilar A2 é removido em primeiro lugar e em segundo lugar, o pilar A3 é removido de seguida no 1º piso. Comparando com o caso 1, onde o pilar A1 é removido, o caso 6 exibe menores deslocamentos verticais, momentos atuantes e deformação plástica, que se encontram ilustrados nas Figura 2-29 e Figura 2-30.

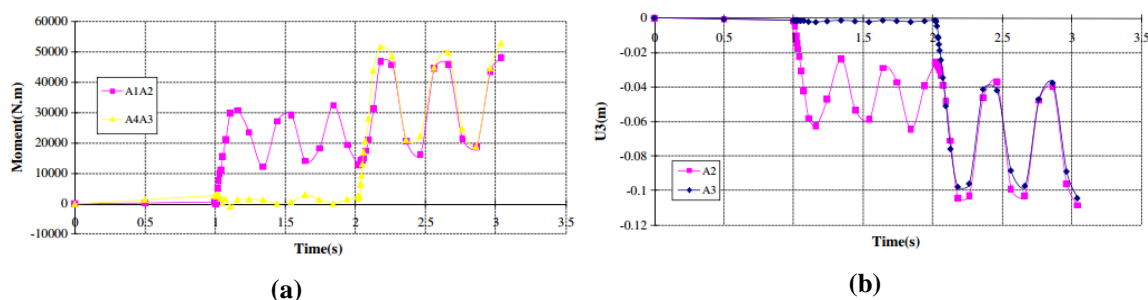


Figura 2-29 - (a) Momento em A1A2 e A4A3 no caso 6; (b) Deslocamento no nó A2 e A3 no caso 6 (adaptado de [21])

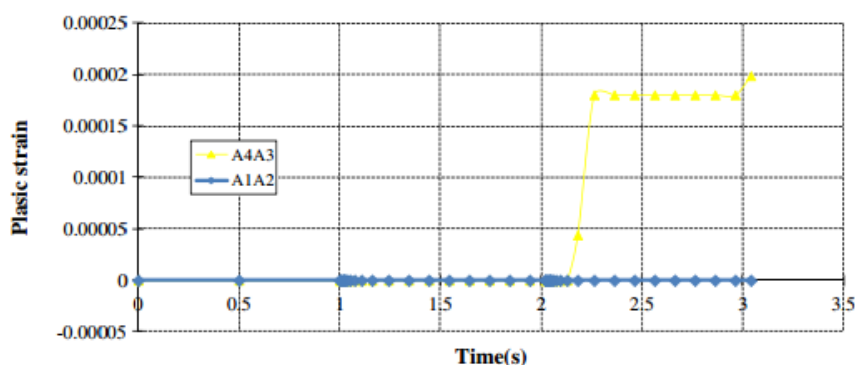


Figura 2-30 - Deformação plástica em vigas no caso 6 (adaptado de [21])

Depois da realização do modelo de elementos finitos de três dimensões, é possível concluir que a remoção dos pilares selecionados nem sempre atinge o regime plástico nos elementos estruturais e que sequências diferentes de remoção de pilares vão originar outros valores de deformação plástica, distinto de caso para caso, recomendando assim que se deve ter em consideração no projeto o comportamento não-linear dos elementos de betão e do aço para uma melhor resistência ao colapso progressivo. Verificou-se também que depois da remoção dos pilares, as forças são redistribuídas para as vigas adjacentes, sendo que as vigas situadas em zonas mais remotas à remoção dos pilares foram menos afetadas. Pode-se observar que o edifício é muito mais vulnerável se ocorrer uma remoção de um pilar de canto.

Para resistir ao colapso progressivo, o autor recomenda que as vigas dos pisos inferiores devem ser projetadas com seções mais robustas do que nos pisos superiores para ajudar na prevenção do colapso progressivo devido à existência de possíveis fendas concentradas nas lajes perto da área de remoção do pilar.

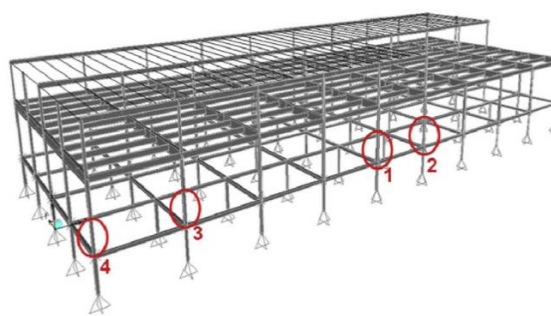
2.4 Estudo Experimental

2.4.1 Song et al (2013)

Song *et al* [30] testaram um edifício com elementos metálicos e de betão removendo os quatro pilares do primeiro piso de um dos lados do edifício, como ilustrado na Figura 2-31 (a) e (b), antes da demolição agendada do edifício.



(a)



(b)

Figura 2-31 - (a) Fotografia do edifício com a identificação dos pilares a serem removidos; (b) Modelo tridimensional realizado em SAP2000 (adaptado de [30])

O principal objetivo desta experiência era simular a perda súbita de pilares em edifícios que poderão causar o colapso progressivo. Outro objetivo era investigar a redistribuição de cargas no edifício depois da remoção de cada pilar. Portanto, foram realizados dois modelos no *software* SAP2000, um bidimensional e outro tridimensional de acordo com os regulamentos do GSA e comparar com os dados experimentais obtidos na remoção dos pilares.

O edifício em estudo tinha três pisos, tendo sido construído em 1968 e demolido em Agosto de 2008 imediatamente após a realização da experiência. Os pilares metálicos da estrutura estavam ligados rigidamente a pilares de betão armado do 1º piso. As vigas são consideradas também metálicas em todos os pisos, exceto no 1º piso onde se colocou uma laje de betão armado. A ilustração do alçado do edifício pode ser observada na Figura 2-32 (a), bem como os elementos da estrutura são apresentados na Tabela 2-6.

Tabela 2-6 – Secções de pilares e vigas do edifício (adaptado de [24])

Secção de Pilar		Secção de Viga	
Número de Pilar	Tipo de Pilar	Número de Viga	Tipo de Viga
C1	Betão	B1	Laje plana de betão armado
C2	10 WF 49	B2	24 I 79.9
C3	10 WF 72	B3	21 WF 62
C4	8 WF 31	B4	18 WF 45

Assim, escolheu-se os quatro pilares dos dez pilares entre o 1º piso e o 2º piso a serem removidos, segundo a respetiva ordem: (1 e 2) dois pilares de bordo situados numa zona central de um lado do edifício; (3) um pilar de bordo próximo do pilar de canto; (4) um pilar de canto do edifício. A numeração dos pilares pode ser observada na Figura 2-32 (b).

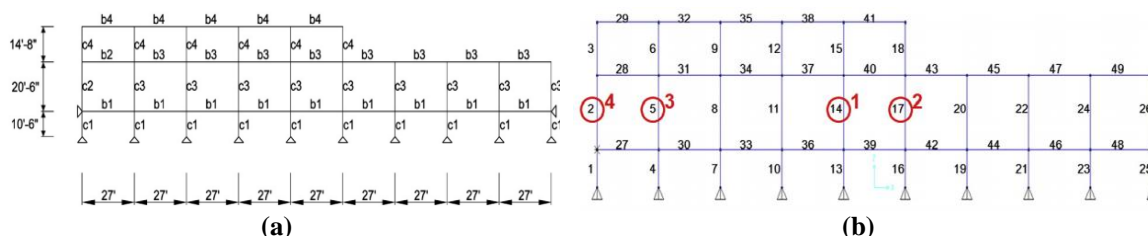


Figura 2-32 – (a) Alçado lateral do edifício com as respetivas numerações das seções dos pilares e das vigas; (b) Alçado lateral do edifício com a numeração dos pilares a serem removidos. Nota: (10'-6" = 3.2 m), (20'-6" = 6.25 m), (14'-8" = 4.47 m), (27' = 8.23 m) (adaptado de [30])

Para avaliar a estrutura ao colapso progressivo, foi então utilizado o *software* SAP2000. Os quatro pilares foram removidos sequencialmente na análise à estrutura.

Numa análise estática linear realizada nesta pesquisa, as cargas foram multiplicadas por um fator de amplificação de 2.0 para ter em conta os efeitos dinâmicos como é recomendado pelo regulamento do GSA. Assim, os resultados das análises estáticas lineares são avaliados neste estudo comparando os dois modelos, quanto ao quociente de DCR, baseados nas recomendações dos regulamentos do GSA.

Se o valor de DCR é maior que 1.0, significa que o elemento excedeu a sua capacidade última. No entanto, isto não significa que o colapso da estrutura ocorra se as forças forem redistribuídas e os elementos adjacentes sejam capazes de aguentar essa redistribuição. No entanto, de acordo com os regulamentos do GSA, se os valores de DCR de pilares e vigas metálicas do edifício excederem 2.0 e 3.0, respetivamente, o colapso da estrutura pode ocorrer de forma parcial ou total. É importante referir que este critério é aplicado para análises estáticas e quando ocorre a remoção de um só pilar.

Depois de realizados os dois modelos, bidimensional e tridimensional, é então possível verificar os seguintes resultados na Figura 2-33 no modelo bidimensional, tendo em conta que os pilares são numerados de 1 a 26 e as vigas de 27 ao 49.

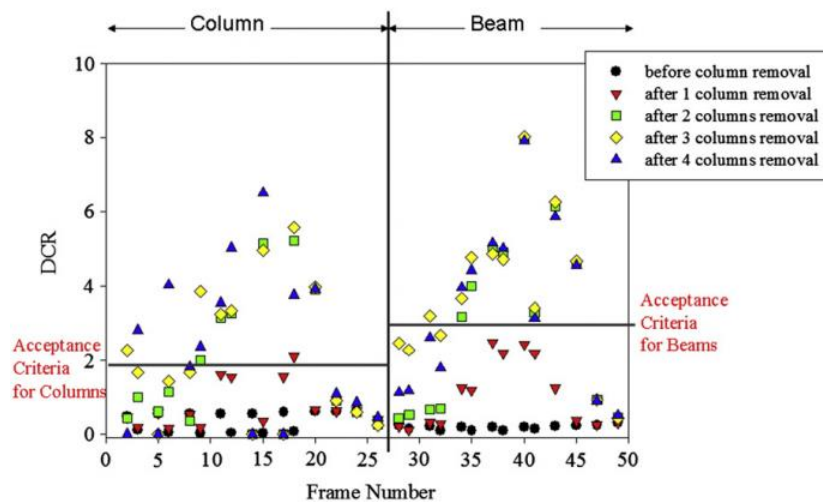


Figura 2-33 – Valores de quociente de DCR em cada elemento para todos os casos de remoção de pilares no modelo bidimensional (adaptado de [30])

Verificou-se que os quocientes de DCR calculados excederam o critério de aceitação referido no regulamento do GSA. Mas como foi mencionado, este critério só é aplicável na remoção de um pilar, observando-se assim que o pilar 18 obteve um quociente de DCR de 2.10 que excede o valor do critério da aceitação. Os quocientes de DCR aumentaram de forma notória a partir da remoção do terceiro pilar. Os máximos valores calculados em pilares e vigas foram 6.50 e 8.03, respetivamente. Foi possível observar na Figura 2-33 que as vigas sofreram maior impacto que os pilares na remoção dos pilares, provavelmente devido a grandes vãos existentes.

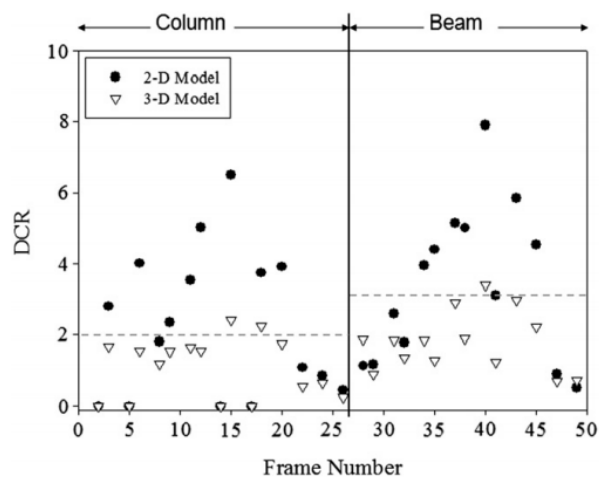


Figura 2-34 – Comparação dos rácios de DCR do modelo bidimensional e tridimensional depois da remoção dos quatro pilares (adaptado de [30])

Na Figura 2-34 foi observado que os rácios de DCR do modelo tridimensional foram menores que os do modelo bidimensional em quase todos os elementos, devido possivelmente à contribuição das vigas transversais, permitindo que a estrutura tenha uma maior rigidez bem como que a transferência de cargas seja efetuada para os pilares na direção transversal.

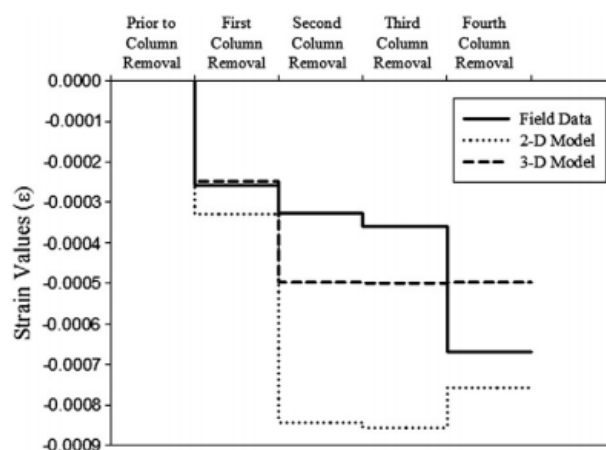


Figura 2-35 – Comparação dos valores de deformação em relação ao modelo bidimensional, tridimensional e dados retirados no local (adaptado de [30])

Em relação às deformações existentes, é possível verificar que existe uma percentagem de erro de 30% entre o modelo tridimensional no *software* SAP2000 e dos dados retirados no local e uma percentagem de erro de 84% entre o modelo bidimensional no *software* SAP2000 e dos dados retirados no local. Esta comparação entre os três testes pode ser visualizada na Figura 2-35.

Concluindo, apesar da maior parte dos elementos do edifício excederem os valores limites dos quocientes de DCR, não se verificou o colapso durante o teste realizado no local, mesmo depois dos quatro pilares terem sido removidos. O fator de amplificação de 2.0 para as cargas na análise estática linear pode ter levado a uma análise conservativa dos resultados.

Por fim, os valores de deformação na estrutura foram considerados próximos, comparando com a modelação tridimensional realizada no *software* SAP2000 e com os dados do local, sendo que o modelo tridimensional foi mais preciso em relação ao modelo bidimensional devido à consideração dos elementos transversais na modelação e consequentemente levou a soluções mais conservativas.

Capítulo 3

3 CASO DE ESTUDO

3.1 Introdução

No presente capítulo inicia-se o estudo de uma tipologia estrutural destinada a serviços públicos como sejam uma infraestrutura hospitalar. O principal objetivo deste estudo será o de comparar o dimensionamento estrutural de acordo com o regulamento atual, em particular os Eurocódigos, com o dimensionamento observando também as prescrições do manual do DoD para projetos de edifícios resistentes ao colapso progressivo.

Para o efeito considera-se uma tipologia estrutural porticada em betão armado constituída por vãos de 7 m em ambas as direções e um pé direito de 3 m. Para o caso de estudo considera-se um edifício de 3 pisos, localizado em Lisboa, por ser uma zona de elevada sismicidade. Na Figura 3-1, encontra-se a planta do piso tipo da estrutura em estudo.

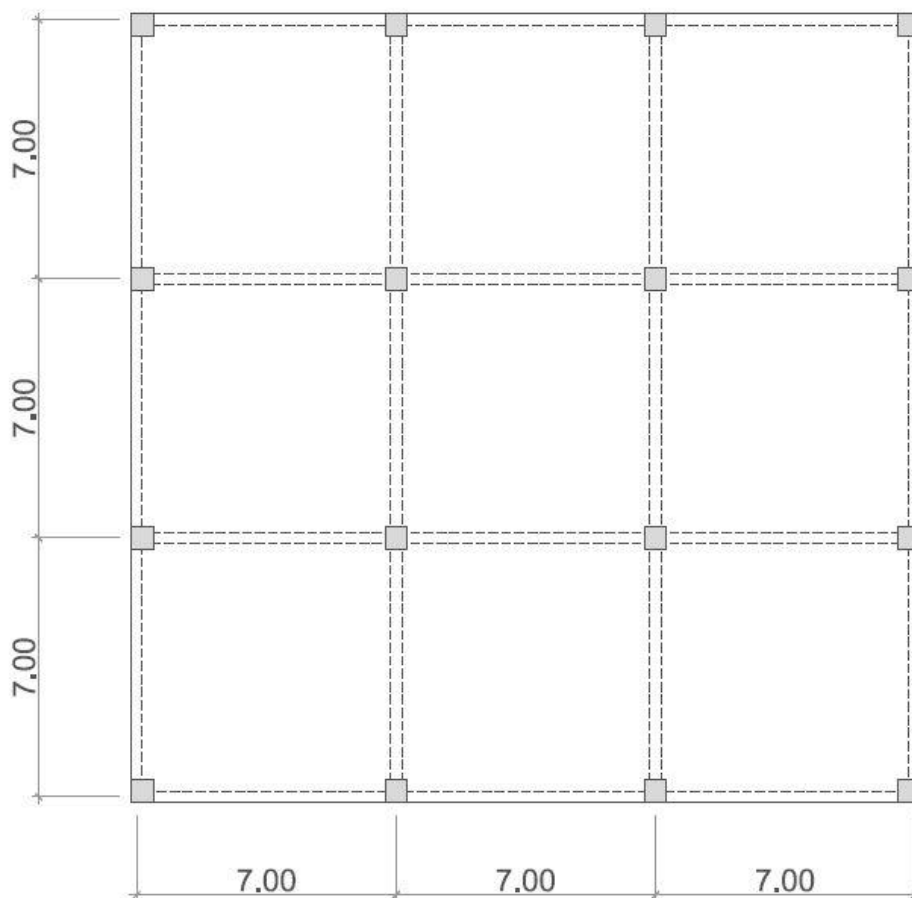


Figura 3-1 – Planta do piso tipo

3.2 Materiais

No caso do betão, na estrutura em estudo foi utilizado o C30/37 cujas características mecânicas se apresentam na Tabela 3-1, em que o f_{ck} corresponde ao valor característico de tensão de rotura do betão à compressão aos 28 dias de idade, o f_{cd} corresponde ao valor de cálculo da tensão de rotura do betão à compressão e o E_{cm} corresponde ao módulo de elasticidade secante do betão determinado aos 28 dias.

Tabela 3-1 – Características de resistência e de deformação do betão C30/37

f_{ck} (MPa)	f_{cd} (MPa)	E_{cm} (GPa)
30	20	33

Tendo em conta a importância da estrutura, o tempo de vida útil de projeto escolhido foi de 100 anos. A partir desta escolha é assim possível selecionar quais as classes de exposição do betão a utilizar nos elementos estruturais (vigas, pilares e lajes). No caso dos pilares e das vigas optou-se pela classe de exposição XC1 e no caso das lajes optou-se pela classe de exposição X0. As classes de exposição em função das condições ambientais encontram-se na seguinte Tabela 3-2.

Tabela 3-2 – Classes de exposição em função das condições ambientais, de acordo com a EN 206-1

Nenhum risco de corrosão ou ataque		
Designação da classe	Descrição do ambiente	Exemplos informativos de condições em que poderão ocorrer as classes de exposição
X0	Para betão com armadura ou elementos metálicos embebidos: muito seco	Betão no interior de edifícios com uma humidade do ar ambiente muito baixa
Corrosão induzida por carbonatação		
Designação da classe	Descrição do ambiente	Exemplos informativos de condições em que poderão ocorrer as classes de exposição
XC1	Seco ou permanentemente húmido	Betão no interior de edifícios com uma humidade do ar baixa

Em função das classes de exposição é possível então escolher os valores de recobrimentos mínimos e nominais, designados na Tabela 3-3, de acordo com um período de vida útil da estrutura de 100 anos.

Tabela 3-3 – Recobrimentos mínimos e nominais para períodos de vida de 100 anos

	X0	XC1
Recobrimento mínimo (mm)	20	25
Recobrimento nominal (mm)	30	35

No caso do aço, na estrutura em estudo foi adotado o A500NR, cujas propriedades mecânicas se resumem na Tabela 3-4, onde o f_{yk} corresponde ao valor característico da tensão de cedência à tração do aço das armaduras para betão armado, o f_{yd} corresponde ao valor de cálculo da tensão de cedência à tração do aço das armaduras para betão armado e o E_s corresponde ao valor de cálculo do módulo de elasticidade do aço de uma armadura para betão armado.

Tabela 3-4 - Características de resistência e de deformação do aço A500NR

f_{yk} (MPa)	f_{yd} (MPa)	E_s (GPa)
500	435	200

3.3 Ações

As ações atuantes na estrutura podem ser divididas em três ações: em ações permanentes, em que é necessário ter em consideração o peso próprio da estrutura e de revestimentos; em ações variáveis, em que é fundamental ter em conta as sobrecargas dos pavimentos e da cobertura; e em ações acidentais, em que se considera a ação sísmica na estrutura, impactos de veículos ou de possíveis explosões.

As estimativas das cargas atuantes consideradas nesta estrutura são apresentadas na Tabela 3-5.

Tabela 3-5 – Cargas atuantes na estrutura

	Piso Corrente	Piso de Cobertura
Ações	g [kN/m ²]	q [kN/m ²]
Peso Próprio das Lajes (PP_{lajes})		$\gamma_{betão} e_{laje}$
Peso Próprio das Vigas (PP_{vigas})		$\gamma_{betão} (h_{viga} - e_{laje}) b_{viga}$
Peso Próprio dos Pilares ($PP_{pilares}$)		$\gamma_{betão} b_{pilar} l_{pilar}$
Peso Próprio das Paredes Divisórias ($PPP_{divisórias}$)	2.34	0
Revestimentos	1.5	3.0
Sobrecarga (SC)	5.0	0.4
Ações	q [kN/m]	q [kN/m]
Peso Próprio das Paredes Exteriores ($PPP_{exteriores}$)	9.9	0

Nota: O $PPP_{divisórias}$, Revestimentos e $PPP_{exteriores}$ fazem parte das Restantes Cargas Permanentes (RCP).

Para o betão foi considerado um peso volúmico de 25kN/m^3 . A estimativa dos valores das cargas relativas a revestimentos, pesos próprios das paredes divisórias interiores e das paredes exteriores foi efetuada com base em [31]. Os valores de sobrecarga do piso corrente e do piso de cobertura foram obtidos a partir de [5].

Como referido anteriormente, sendo um edifício situado na zona de Lisboa, o zonamento sísmico para Portugal Continental foi realizado de acordo com o EC8 [7]. De salientar que devido a não conhecer as condições geotécnicas do local de implantação da obra, será então considerado um tipo de terreno C, ou seja, um tipo de terreno com condições geotécnicas médias.

A ação do vento foi considerada pouco significativa para a tipologia estrutural em questão.

3.4 Pré-dimensionamento de elementos estruturais

O pré-dimensionamento dos elementos das lajes e das vigas é efetuado com base na distância entre apoios. No caso dos pilares é efetuada uma estimativa da carga atuante com base na sua área de influência. Portanto, considerando que as lajes são vigadas, obtêm-se as seguintes dimensões dos elementos estruturais:

- Lajes: $h_{\text{laje}}=0.20\text{ m}$
- Vigas: $h_{\text{viga}}=0.70\text{ m}$ e $b_{\text{viga}}=0.35\text{ m}$
- Pilares: $h_{\text{pilar}}=0.60\text{ m}$ e $b_{\text{pilar}}=0.60\text{ m}$

3.5 Estados limites últimos - Combinação de ações

Os estados limites últimos estão associados ao colapso ou outro tipo de ruína estrutural, que geralmente, correspondem à capacidade resistente máxima de uma determinada estrutura. Portanto, a segurança das pessoas, bem como a segurança da estrutura deve estar assegurada.

Para cada caso de carga, os valores de cálculo dos efeitos das ações E_d devem ser determinados combinando os valores das ações que poderão ocorrer simultaneamente. Estes valores de cálculo dos efeitos das ações E_d , devem ser menores que os valores de cálculo da resistência R_d correspondentes.

$$E_d \leq R_d \quad (3.1)$$

Posteriormente, obtidos todos os valores de cálculo dos efeitos das ações na estrutura, é possível calcular a resistência correspondente e assim calcular a área de armaduras necessárias em cada elemento da estrutura.

3.5.1 Combinações de ações para situações de projeto persistentes ou transitórias (combinações fundamentais)

Esta combinação de ações, nomeadamente a combinação persistente, é utilizada em situações de projeto em que são importantes durante todo o tempo de vida útil de projeto da estrutura.

A combinação de ações, a combinação transitória, é utilizada em situações de projeto em que são importantes durante um período muito mais curto que o tempo de vida útil da estrutura, tendo assim uma elevada probabilidade de ocorrência.

As combinações dos efeitos das ações a considerar deverão basear-se:

- No valor de cálculo da ação variável de base da combinação;
- Nos valores de cálculo correspondentes aos valores de combinação das ações variáveis acompanhantes.

Portanto, a combinação fundamental de ações para os estados limites últimos, verificando a rotura ou deformação excessiva da estrutura ou dos elementos estruturais, em que a resistência dos materiais da estrutura é condicionante (STR), pode ser expressa pela seguinte forma:

$$E_d = \sum_{j \geq 1} \gamma_{G,j} G_{k,j} + \gamma_P P + \gamma_{Q,1} Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \gamma_{Q,i} \psi_{0,i} Q_{k,i} \quad (3.2)$$

Em que:

- “+” significa “a combinar com”;
- \sum significa “o efeito combinado de”;
- $\gamma_{G,j} = 1.35$ nos casos desfavoráveis;
- $\gamma_{Q,1} = 1.5$ nos casos desfavoráveis.

Neste caso, a combinação fundamental de ações para os estados limites últimos pode ser escrita da seguinte forma:

$$E_d = 1.35 PP + 1.35 RCP + 1.5 SC \quad (3.3)$$

3.5.2 Combinações de ações para situações de projeto sísmicas

Esta combinação de ações é utilizada em projetos que envolvem condições anormais na estrutura quando sujeita a uma ação sísmica. A combinação de ações para situações de projeto sísmicas pode ser expressa como:

$$E_d = \sum_{j \geq 1} G_{k,j} + "P" + "A_{Ed}" + \sum_{i \geq 1} \psi_{2,i} Q_{k,i} \quad (3.4)$$

Neste caso, a combinação de ações para situações de projeto sísmicas para os estados limites últimos pode ser escrita da seguinte forma:

Sismo Tipo 1 e 2 (6 Combinações no total):

$$E_d = 1.0 PP + 1.0 RCP + 0.6 SC + 1.0 Sismo X + 0.3 Sismo Y + 0.3 Sismo Z$$

$$E_d = 1.0 PP + 1.0 RCP + 0.6 SC + 0.3 Sismo X + 1.0 Sismo Y + 0.3 Sismo Z$$

$$E_d = 1.0 PP + 1.0 RCP + 0.6 SC + 0.3 Sismo X + 0.3 Sismo Y + 1.0 Sismo Z$$

3.6 Estados limites de utilização – Combinação de ações

Os estados limites de utilização correspondem às condições para além das quais os requisitos de utilização especificados para uma determinada estrutura deixam de ser satisfeitos. Portanto, o funcionamento da estrutura, o conforto das pessoas e o aspeto da construção deve estar assegurado.

Os valores de cálculo dos efeitos das ações E_d devem ser determinados combinando os valores das ações que poderão ocorrer simultaneamente. Estes valores de cálculo dos efeitos das ações E_d , devem ser menores que os valores de cálculo correspondentes ao valor limite do critério de utilização C_d .

$$E_d \leq C_d \quad (3.5)$$

No presente caso de estudo considerou-se apenas o estado limite de deformação a longo prazo associado a uma combinação quase permanente de ações. A deformação a longo prazo foi estimada simplificada a partir da flecha instantânea calculada com base numa análise elástica linear, considerando um aumento de cerca de 400%.

A combinação quase-permanente normalmente utilizada para efeitos de longo prazo pode ser expressa pela seguinte equação:

$$E_d = \sum_{j \geq 1} G_{k,j} + "P_k" + \sum_{i \geq 1} \psi_{2,i} Q_{k,i} \quad (3.6)$$

Neste caso, a combinação quase-permanente para os estados limites de utilização pode ser escrita da seguinte forma:

$$E_d = 1.0 PP + 1.0 RCP + 0.6 SC$$

Os valores recomendados dos coeficientes ψ utilizados neste caso de estudo podem ser obtidos do EC0 [8].

Na Figura 3-2 encontra-se a ilustração da estrutura realizada com o auxílio do programa de cálculo automático SAP2000, bem como malha de elementos finitos utilizada neste caso de estudo, sendo que a malha de elementos finitos da laje da estrutura é composta por elementos quadrangulares de 0.5 m. Realizou-se neste caso de estudo uma análise estática linear e uma análise modal por espectros de resposta para ter em conta a ação sísmica.

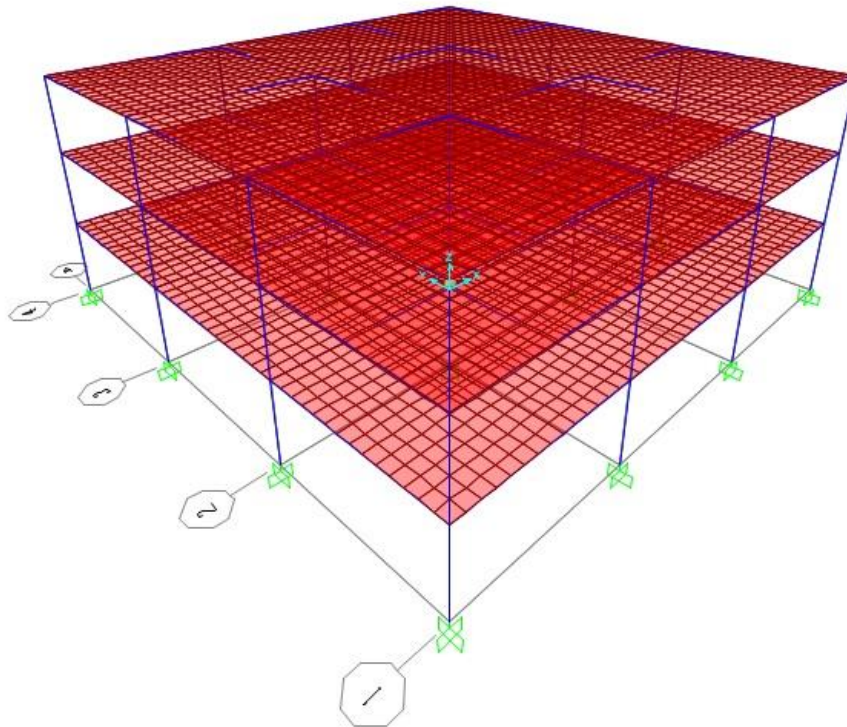


Figura 3-2 – Malha de elementos finitos da estrutura

3.7 Dimensionamento de armaduras segundo o EC2

Como foi visto anteriormente, para os estados limites últimos, os valores de cálculo dos efeitos das ações E_d , devem ser menores que os valores de cálculo da resistência R_d . Portanto, determinando os esforços atuantes na estrutura será possível calcular a área da seção de armaduras necessárias em cada elemento da estrutura, ou seja, em vigas, pilares e lajes. O valor de cálculo das áreas de seção de armaduras necessárias foi obtido de acordo com o EC2 [6]. De realçar também que no cálculo das armaduras e na obtenção da área de

seção dos pilares foi tido em conta o *Capacity Design* indicado no EC8 [7], de forma a que as rótulas plásticas não se formem nas extremidades dos pilares, mas sim nas extremidades das vigas, e portanto, não tornar a estrutura num mecanismo. Os respetivos desenhos de pormenorização podem ser visualizados nas Figura 3-3 a Figura 3-6, bem como as armaduras que podem ser observadas nas Tabela 3-6 a Tabela 3-9.

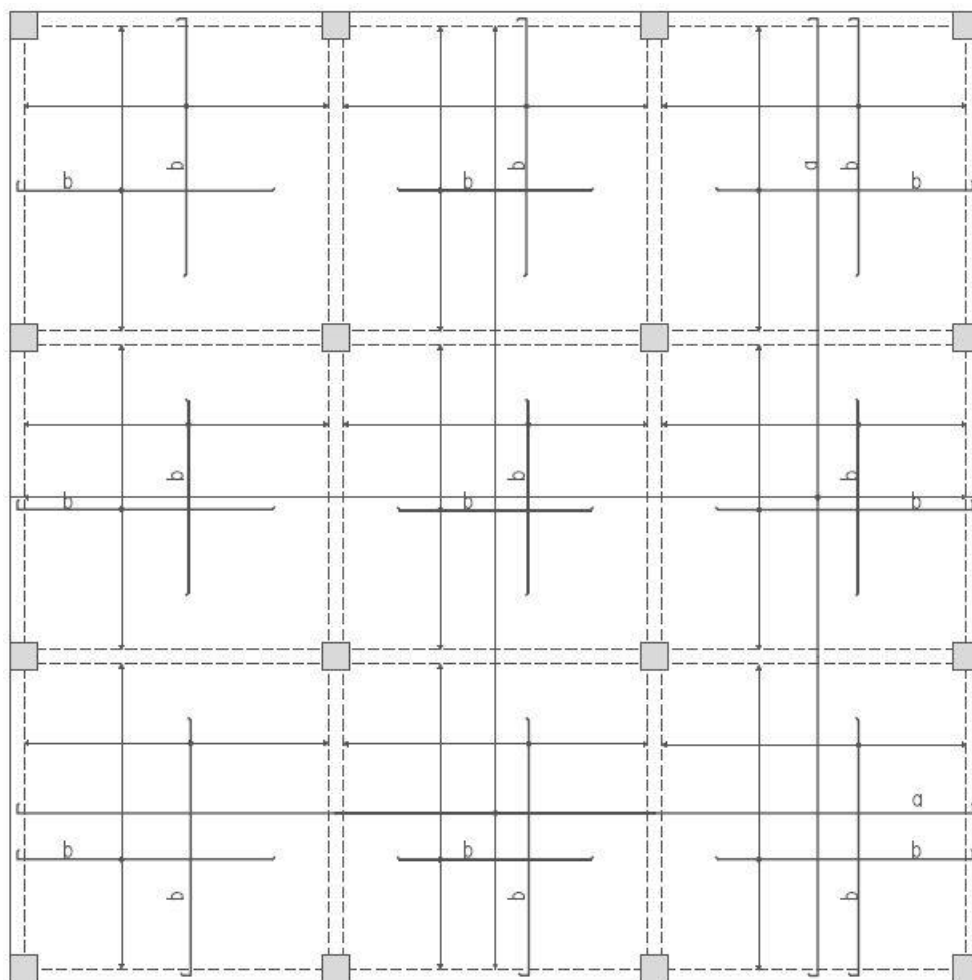


Figura 3-3 - Pormenorização de laje de acordo com o EC2 para as armaduras inferiores

Tabela 3-6 – Armaduras inferiores da laje em função do piso do edifício

Piso	Armadura	
	a	b
1º e 2º	$\phi 10//0,25$	$\phi 10//0,25$
3º	$\phi 10//0,30$	$\phi 10//0,30$

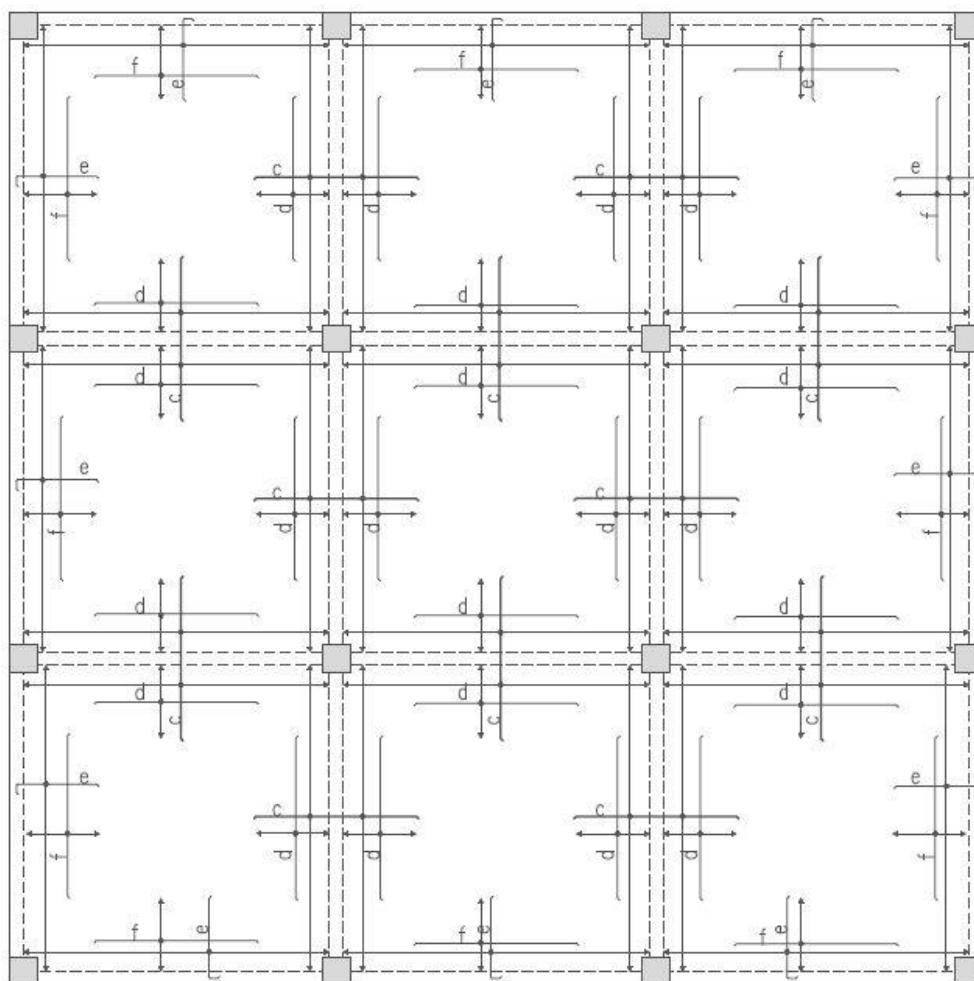


Figura 3-4 - Pormenorização de laje de acordo com o EC2 para as armaduras superiores

Tabela 3-7 - Armaduras superiores da laje em função do piso do edifício

Armaduras				
Piso	c	d	e	f
1º e 2º	$\phi 12//0,10$	$\phi 10//0,30$	$\phi 10//0,30$	$\phi 8//0,35$
3º	$\phi 12//0,15$	$\phi 8//0,30$	$\phi 10//0,30$	$\phi 8//0,35$

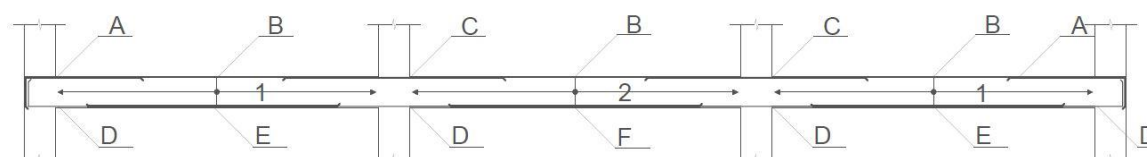


Figura 3-5 – Corte de uma viga da estrutura

Tabela 3-8 – Armaduras longitudinais negativas e positivas das vigas exteriores em função do número do piso

Vigas Exteriores						
Armaduras						
Piso	A	B	C	D	E	F
1º	6 ϕ 25	2 ϕ 25	6 ϕ 25	2 ϕ 16	6 ϕ 16	6 ϕ 16
2º	6 ϕ 25	2 ϕ 25	6 ϕ 25	2 ϕ 16	4 ϕ 16	4 ϕ 16
3º	3 ϕ 20 + 2 ϕ 12	2 ϕ 12	3 ϕ 20 + 2 ϕ 12	2 ϕ 16	2 ϕ 16 + 2 ϕ 10	2 ϕ 16
Vigas Interiores						
Armaduras						
Piso	A	B	C	D	E	F
1º	8 ϕ 25	2 ϕ 25	8 ϕ 25	2 ϕ 16	6 ϕ 16	5 ϕ 16
2º	6 ϕ 25 + 2 ϕ 20	6 ϕ 25	6 ϕ 25 + 2 ϕ 20	2 ϕ 16	6 ϕ 16	5 ϕ 16
3º	4 ϕ 20 + 2 ϕ 16	2 ϕ 16	4 ϕ 20 + 2 ϕ 16	2 ϕ 12	5 ϕ 16	4 ϕ 16

Tabela 3-9 - Armaduras transversais das vigas exteriores e interiores em função do número do piso

Vigas Exteriores		
Armaduras		
Piso	1	2
1º 2º e 3º	ϕ 8//0,10 com 2 ramos	ϕ 8//0,10 com 2 ramos
Vigas Interiores		
Armaduras		
Piso	1	2
1º 2º e 3º	ϕ 8//0,10 com 2 ramos	ϕ 8//0,10 com 2 ramos

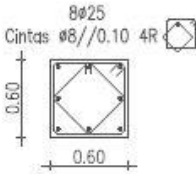
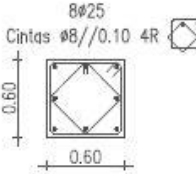
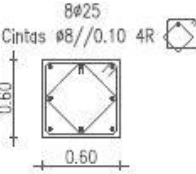
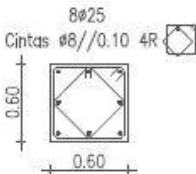
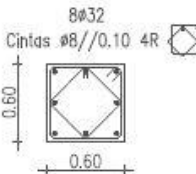
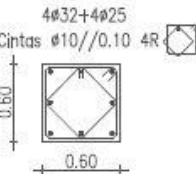
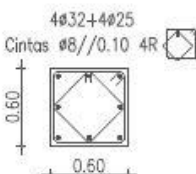
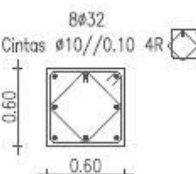
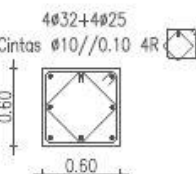
Pilar Piso	Canto	Bordo	Interior
3º			
2º			
1º			

Figura 3-6 – Quadro de pilares do edifício

Portanto, obtido a flecha a curto prazo no programa SAP2000, é possível calcular a flecha a longo prazo multiplicando a flecha de curto prazo por 4.0, podendo assim comparar o valor da flecha a longo prazo em relação ao valor $L/250$. Como se pode observar na Tabela 3-10, a flecha a longo prazo é inferior a $L/250$.

Tabela 3-10 – Cálculo da flecha a longo prazo da estrutura com a combinação quase-permanente

	δ_v (m)	$\delta_v(t=\infty)$ (m)	$L/250$ (m)	Verifica
Painel	0,0065	0,0261	0,028	Sim

3.8 Orçamentação

O cálculo do custo da estrutura é obtido a partir da soma das quantidades presentes, quer de betão quer de aço multiplicando pelo preço unitário de cada material, que se encontram na Tabela 3-11. Os preços unitários do betão e do aço são de acordo com a tabela de preços [32] considerando um valor de 6% de desperdícios em armaduras de aço e os preços unitários das cofragens são de acordo com as tabelas de preços [33].

Tabela 3-11 – Orçamento da estrutura

		Quantidades Totais	Preço Unitário (€)	Importância (€)
Betão [m³]	Lajes	268,76	91,00	24.456,98
	Pilares	51,84		4.717,44
	Vigas	80,76		7.338,24
Aço [kg]	Lajes	20.486,76	0,80	16.389,41
	Pilares	12.030,64		9.624,52
	Vigas	17.510,43		14.008,34
Cofragem [m²]	Lajes	1.212,03	16,00	19.392,48
	Pilares	294,72	15,00	4.420,80
	Vigas	382,50	20,00	7.650,00
Total				110.399,54

Capítulo 4

4 UFC (UNIFIED FACILITIES CRITERIA)

4.1 Introdução

O documento UFC-DBR-PC é prescrito pelos regulamentos militares (*“military standard”*), denominado pela abreviatura MIL-STD e fornece o planejamento, concepção, construção, sustentação, renovação e critérios de modernização, sendo aplicado aos departamentos militares, às agências de defesa e às atividades de campo do DoD. O documento UFC-DBR-PC será usado em todos os projetos do DoD bem como para outros clientes quando apropriado. Este documento é editado de forma contínua, sendo periodicamente revisto, atualizado e disponibilizado para os usuários como parte da responsabilidade dos serviços para a prestação de critérios técnicos para a construção militar. Este documento fornece normas de projeto ou abordagens de projeto necessárias para reduzir o potencial de colapso progressivo quer em edifícios novos quer em edifícios já existentes que experienciem ou que poderão ter danos locais na estrutura devido a eventos que são normalmente imprevisíveis.

O documento UFC-DBR-PC aplica-se a novas construções, grandes obras de renovação e alterações como definido nas normas de projeto de estruturas para antiterrorismo em edifícios (*“Minimum Antiterrorism Standards for Buildings”*), designado com a abreviatura UFC 4-010-01 DoD [34]. Para edifícios novos e existentes que tenham três pisos ou mais devem ser concebidos para resistir ao colapso progressivo. Os pisos de cobertura e os pisos abaixo do piso térreo serão considerados um piso se houver algum espaço concebido para ocupação humana e que esteja equipado com meios de saída, bem como com instalações de luz e de ventilação que cumpram as normas de projeto de construção local. Se um piso não for ocupado, devido a equipamento mecânico ou de armazenamento, esse piso será omitido no cálculo do número de pisos.

O documento UFC-DBR-PC pode ser empregue por outras agências governamentais, bem como organizações que criam e implementam os regulamentos de construção, como por exemplo, o regulamento internacional de edifícios (*“International Building Code”*), sendo designado com a abreviatura IBC [2] e normas de projeto específicos para cada material, como por exemplo, o manual de construção para estruturas em aço (*“Manual of Steel Construction”*), designado com a abreviatura AISC [35] ou o regulamento para estruturas de betão (*“Building code requirements for structural concrete”*), designado com a abreviatura ACI [36].

O colapso progressivo é um evento relativamente raro nos EUA e noutros países ocidentais, uma vez que a estrutura tem de estar sujeita a cargas consideradas anormais para dar início a danos locais. O colapso progressivo acontece devido à falta de continuidade, ductilidade e redundância da estrutura para resistir à propagação de um determinado dano.

Tem-se como exemplo o colapso que ocorreu no edifício *Alfred Paul Murrah* que causou 168 mortes não devido aos efeitos diretos da explosão, mas sim devido à rotura de elementos estruturais importantes que desencadearam uma reação em cadeia, levando ao colapso de uma área significativa do edifício. Com a recente escalada de ameaça terrorista nos EUA e nos países do ocidente, aumentou a probabilidade de as estruturas serem atacadas com explosivos ou ocorrer outro tipo de ataques violentos. De referir que os regulamentos do UFC-DBR-PC não se destinam a eliminar diretamente o dano inicial e, portanto, o objetivo será reduzir o risco de potencial do colapso progressivo no caso de uma explosão ou de um ataque terrorista. Assim, o projetista deverá aplicar a metodologia adequada para tornar a estrutura mais resistente.

4.1.1 Abordagens de projeto direta e indireta

O documento da sociedade americana dos engenheiros civis ("*American Society of Civil Engineers*"), em seguida designada com a abreviatura ASCE 7 [1] define duas abordagens para a redução da possibilidade de colapso progressivo: abordagem direta e abordagem indireta.

Na abordagem direta é feita uma consideração explícita da resistência ao colapso progressivo durante o processo de projeto. Esta abordagem inclui o método do caminho de carga alternativo, que exige que toda a estrutura seja capaz de resistir à rotura de um elemento estrutural, como por exemplo a rotura de um pilar, tendo como objetivo que a extensão dos danos resultantes, seja somente local. A abordagem direta inclui um segundo método, designado como o método de resistência local, que exige que o edifício, ou partes do edifício, forneçam resistência suficiente para resistir a uma carga específica ou a uma determinada ameaça. Em termos de aplicação de método, o método é designado como o método do reforço da resistência local em que a resistência do pilar ao esforço transversal deve ser no mínimo superior ao esforço transversal atuante aquando de uma rotura por flexão.

Na abordagem indireta, a resistência ao colapso progressivo é feita através da aplicação de níveis mínimos de resistência, continuidade e ductilidade. No documento do UFC-DBR-PC, o método das forças de atirantamento é usado para melhorar a continuidade, ductilidade e a redundância estrutural, especificando forças de atirantamento mínimas que devem ser usadas para ligar toda a estrutura. Por outras palavras, determina-se uma força de atirantamento resistente de um piso corrente ou um piso de cobertura, para permitir a transferência de cargas da parte danificada da estrutura para uma parte não danificada da estrutura.

4.2 Categorias de Ocupação

As abordagens de projeto de colapso progressivo no documento UFC-DBR-PC são escolhidas em função da ocupação do edifício e pela função da estrutura. De referir também que não é possível avaliar com exatidão a probabilidade de ocorrência de um risco específico,

como ataques terroristas, impacto de veículos e causas naturais numa estrutura devido à limitada base de dados deste tipo de eventos e à natureza da ação em si.

Para edifícios novos e existentes, a escolha das abordagens de projeto, forças de atirantamento (TF), método do caminho de carga alternativo (APM) e o reforço de resistência local (ELR) será em função da escolha da categoria de ocupação da estrutura. Esta escolha é realizada para a situação que mais se assemelha ao edifício em estudo. Com o auxílio do documento UFC 3-301-01 [37] é possível assim escolher a categoria de ocupação. Encontram-se então alguns exemplos de naturezas de ocupação presentes na Tabela 4-1.

Tabela 4-1 – Categorias de ocupação (adaptado de [37])

Natureza de Ocupação	Categoria de Ocupação
• Edifícios e outras estruturas que representam um baixo risco para a vida humana: Instalações agrícolas; instalações temporárias; pequenas instalações de armazenamento	I
• Habitações com menos de 300 ocupantes; escolas com ocupação inferior a 250 pessoas; universidades com ocupação inferior a 500 pessoas	II
• Edifícios e outras estruturas que representem um risco substancial para a vida humana ou uma perda económica significativa: Edifícios ou habitações com ocupação superior a 300 pessoas; escolas com ocupação superior a 250 pessoas; universidades com ocupação superior a 500 pessoas; instalações de assistência médica, mas sem a necessidade de cirurgia ou tratamento de emergências; instalações de tratamento de água potável, instalações de fornecimento de energia	III
• Edifícios e outras estruturas com uma função crucial à população: Instalações de assistência médica, mas com a necessidade de cirurgia ou tratamento de emergências; esquadras de polícia; quartel dos bombeiros; instalações de controlo de tráfego aéreo; instalações militares e governamentais	IV

Após a escolha da categoria de ocupação, com o auxílio da Tabela 2-2 do UFC 3-301-01 [37], são então averiguados quais os requerimentos de conceção a usar, ver Tabela 4-2.

Tabela 4-2 – Categorias de Ocupação e requerimentos de conceção (adaptado de [4])

Categoria de Ocupação	Requerimentos de conceção
I	Não existem requerimentos específicos
II	Opção 1: Forças de atirantamento (TF) para toda a estrutura e Reforço de resistência local (ELR) para os pilares de canto e penúltimos de canto ou paredes do primeiro piso Opção 2: Método do caminho de carga alternativo (AP) para locais de remoção especificados de um pilar ou parede
III	Método do caminho de carga alternativo para locais de remoção especificados de um pilar ou parede e Reforço de resistência local (ELR) para todos os pilares de perímetro do primeiro piso
IV	Forças de atirantamento, Método do caminho de carga alternativo para locais de remoção especificados de um pilar ou parede e Reforço de resistência local (ELR) para todos os pilares de perímetro do primeiro piso

Como neste trabalho é estudada uma estrutura com função hospitalar e com a consideração de que existem utentes em cirurgia ou com instalações de tratamento de emergências, a categoria de ocupação escolhida para este caso, é a categoria IV, portanto, a mais exigente. As abordagens de projeto neste caso são: TF, em que se deve calcular forças de atirantamento resistentes longitudinais, transversais, periféricas e verticais; APM, em que se especifica um determinado pilar a ser removido; ELR, em que se incrementa a resistência de todos os pilares de perímetro do primeiro piso.

4.3 Abordagens de projeto

4.3.1 Forças de atirantamento

As TF têm como principal objetivo melhorar a integridade estrutural do edifício, sendo necessário calcular as forças de atirantamento resistentes. O método é simples pois não são necessários modelos e análises complexos ou detalhados.

Nesta abordagem, o edifício é mecanicamente ligado, melhorando a continuidade, ductilidade e sendo capaz de desenvolver caminhos de carga alternativos. Existem então três forças de atirantamento horizontais que devem ser calculadas: longitudinais, transversais e periféricas. As forças de atirantamento horizontais são calculadas nos pisos correntes e nos pisos de cobertura. Em relação às forças de atirantamento vertical, devem ser calculadas em pilares. As forças de atirantamento referidas anteriormente estão ilustradas na seguinte Figura 4-1.

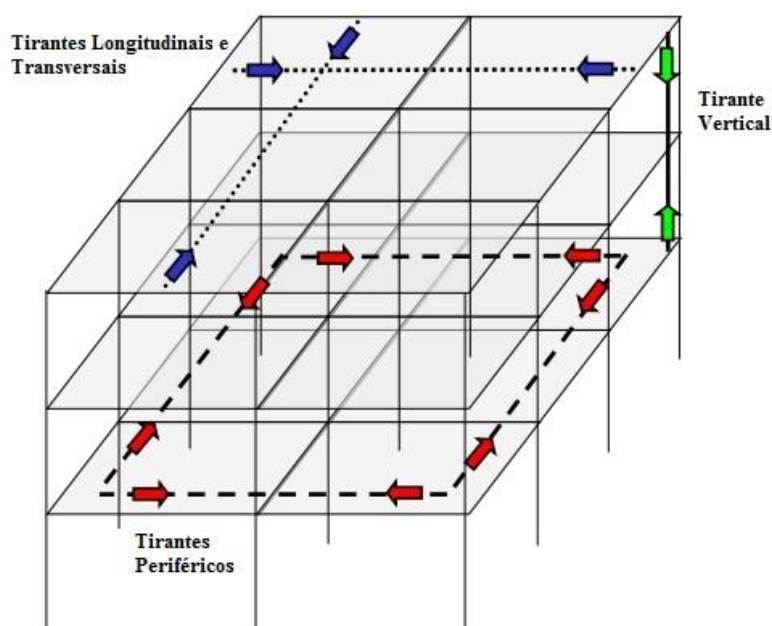


Figura 4-1 – Forças de atirantamento numa estrutura (adaptado de [4])

4.3.1.1 Método dos coeficientes parciais de segurança para as forças de atirantamento

Seguindo a abordagem do método dos coeficientes parciais de segurança (“*Load Resistance Factor Design*”) designado com a abreviatura LRFD, o cálculo da força de atirantamento é igual ao produto do fator de redução da resistência ϕ pela resistência nominal R_n . Para esta abordagem, a força de atirantamento resistente deve ser maior ou igual que a força de atirantamento exigida:

$$\phi R_n \geq R_u \quad (4.1)$$

Em que:

- ϕ fator de redução da resistência que é igual a 0.75;
- R_n força de atirantamento nominal;
- R_u força de atirantamento exigida.

É importante salientar que este fator de redução da resistência ϕ representa a deficiente resistência do material, erros de construção, determinados erros em projeto e outros fatores incertos que poderão reduzir a resistência da estrutura e, portanto, considera-se este fator como conservativo, estando no lado da segurança.

De referir que este documento do UFC-DBR-PC e o do ASCE 41 [38] aplicam o mesmo método em relação ao fator de acréscimo de resistência nos materiais em que se realiza a tradução de um valor característico da tensão para um valor médio das propriedades dos materiais. Neste caso, será feita uma adaptação dessa tradução de acordo com a norma do EC 2 [6]. Para adaptação destes valores aos regulamentos dos Eurocódigos, é então designado para o aço A500 NR de ductilidade especial, um valor k de 1.15.

4.3.1.2 Carga do Piso

O cálculo da carga de cada piso é dado pela seguinte equação:

$$w_F = 1.2D + 0.5L \quad (4.2)$$

Em que:

- w_F carga do piso (kN/m²);
- D cargas permanentes e as restantes cargas permanentes do piso (kN/m²);
- L sobrecargas do piso (kN/m²).

4.3.1.3 Força de atirantamento longitudinal e transversal exigida

O cálculo da força de atirantamento longitudinal e transversal exigida é efetuado nos pisos correntes e no piso de cobertura, ou seja, nas lajes do edifício em questão.

De referir que as cargas das paredes exteriores são usadas para o cálculo das forças de atirantamento periféricas e verticais e são omitidos no cálculo das forças de atirantamento longitudinais e transversais.

A força de atirantamento exigida F_i em kN/m na direção longitudinal e transversal é dada pela seguinte equação:

$$F_i = 3 w_F L_1 \quad (4.3)$$

Em que:

- w_F carga do piso (kN/m²);
- L_1 maior distância entre os centros dos pilares na direção perpendicular à força (m).

As forças de atirantamento longitudinais e transversais devem ser distribuídas ortogonalmente entre si ao longo dos pisos correntes e do piso de cobertura. Devem também ser ancoradas aos tirantes periféricos em cada extremidade. O espaçamento relativo a cada tirante longitudinal e transversal não deve ser maior a 0.2 da maior distância entre o centro dos pilares, respetivamente (Espaçamento $< 0.2 L_L$) e (Espaçamento $< 0.2 L_T$). Em que o L_L representa a distância entre pilares na direção longitudinal e o L_T na direção transversal. A ilustração deste espaçamento longitudinal e transversal encontra-se na seguinte Figura 4-2.

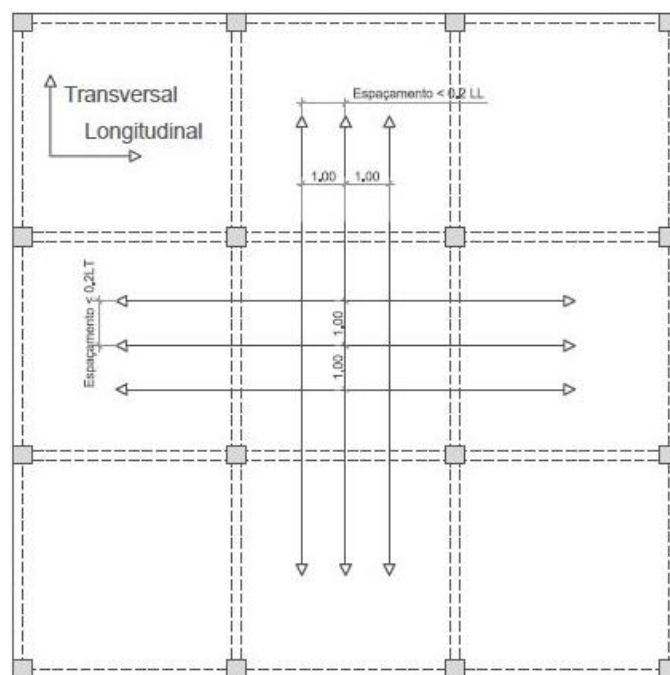


Figura 4-2 - Determinação do espaçamento longitudinal e vertical

Para estruturas com lajes vigadas, os tirantes poderão atravessar perpendicularmente aos eixos das vigas, mas não paralelamente aos eixos da viga quer dentro ou na área acima, como se pode visualizar na Figura 4-3, a menos que o elemento seja capaz de resistir a uma rotação de 0.20 rad (11.3°). De acordo com o UFC-DBR-PC, este método teve também como objetivo retirar os tirantes das vigas que, normalmente, não são capazes de sustentar grandes quantidades de deformação associadas à ação de catenária. Se forem capazes de resistir a essa rotação, os tirantes poderão ser colocados nas áreas referidas anteriormente.

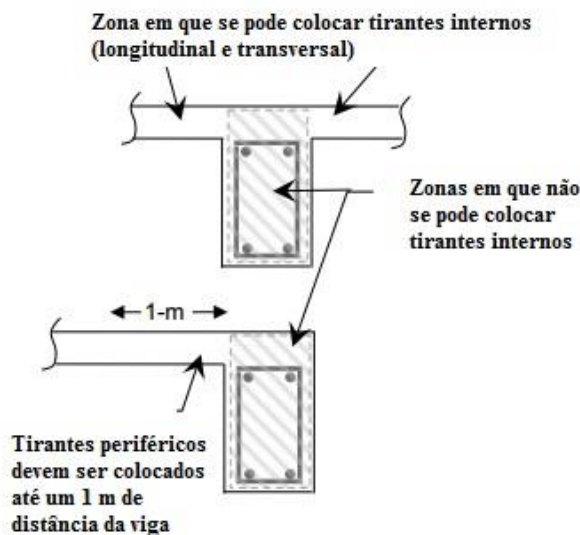


Figura 4-3 – Locais onde é impedido colocar tirantes paralelos aos eixos das vigas (adaptado de [4])

Cálculo para o piso corrente do edifício:

Calculando a carga do piso corrente do edifício w_F com um valor de 21,88 kN/m² e um L_1 de 7 m, então é possível obter a força de atirantamento exigida:

$$F_i = 3 \times 21,88 \times 7 = 459,54 \text{ kN/m}$$

Para o cálculo da área de seção dos tirantes longitudinais e transversais:

$$\phi R_n \geq R_u \Leftrightarrow \phi 1.15 f_{yk} A_s \geq F_i \Leftrightarrow 0,75 \times (1,15 \times 500) A_s \geq 459,54 \Rightarrow$$

$$A_s = 10,66 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Tabela 4-3 - Armadura longitudinal e transversal

Piso	Área de seção dos tirantes (cm ² /m)	Armadura
Corrente	12,57	4 ϕ 20
Cobertura	9,42	3 ϕ 20

O espaçamento relativo a cada tirante é calculado da seguinte forma:

$$Espaceamento < 0,2 \times 7 = 1,4 \text{ m}$$

Portanto, o espaçamento de cada tirante longitudinal e transversal tem que ser menor que 1,4 m, tendo sido optado por um espaçamento de 1 m.

4.3.1.4 Força de atirantamento periférica exigida

O cálculo da força de atirantamento periférica exigida é efetuado nos pisos correntes e no piso de cobertura. Os tirantes periféricos devem estar a uma distância até 1.0 m da extremidade da viga, como pode ser observado na Figura 4-3.

A força de atirantamento exigida F_p em kN na periferia é dada pela seguinte equação:

$$F_p = 6w_F L_1 L_p + 3w_C \quad (4.4)$$

Em que:

- w_F carga do piso (kN/m²);
- $w_C = 1.2$ a multiplicar pela carga permanente das paredes exteriores ao longo do comprimento L_1 , onde 1.2 é o coeficiente parcial de segurança para as cargas permanentes (kN);
- L_1 maior distância entre os centros dos pilares (m);
- $L_p = 1.0$ m.

Cálculo para o piso corrente do edifício:

Calculando a carga do piso corrente do edifício w_F com um valor de 21,88 kN/m², um L_1 de 7 m, L_p de 1 m e um w_C de 249,48 kN então é possível obter a força de atirantamento exigida:

$$F_p = 6 \times 21,88 \times 7 \times 1 + 3 \times (1,2 \times 249,48) = 1667,53 \text{ kN}$$

Para o cálculo da área de seção dos tirantes periféricos:

$$\phi R_n \geq R_u \Leftrightarrow \phi 1.15 f_{yk} A_s \geq F_i \Leftrightarrow 0,75 \times (1,15 \times 500) A_s \geq 1667,53 \Rightarrow$$

$$A_s = 38,67 \text{ cm}^2$$

Tabela 4-4 - Armadura periférica

Piso	Área de seção dos tirantes (cm ²)	Armadura
Corrente	39,27	8φ25
Cobertura	18,85	6φ20

4.3.1.5 Força de atirantamento vertical exigida

Neste cálculo serão usados os pilares para determinar a força de atirantamento vertical exigida. Cada pilar deve incorporar tirantes contínuos desde o piso térreo, acima da fundação até ao piso de cobertura. De referir que os tirantes não são necessários serem estendidos até à fundação.

A força de atirantamento vertical resistente deve ser maior ou igual ao maior valor de carga vertical exigida no pilar de qualquer piso, usando a equação de carga do piso w_F .

Cálculo para os pilares interiores do edifício:

Calculando a área de influencia do pilar interior em todos os pisos do edifício, é possível obter o valor de compressão nesse pilar N_{ed} , com um valor de 2517,65 kN.

Para o cálculo da área de seção dos tirantes verticais:

$$\phi R_n \geq R_u \Leftrightarrow \phi 1.15 f_{yk} A_s \geq F_i \Leftrightarrow 0,75 \times (1,15 \times 500) A_s \geq 2517,65 \Rightarrow$$

$$A_s = 58,38 \text{ cm}^2$$

Tabela 4-5 - Armadura vertical

Pilar	Área de seção dos tirantes (cm ²)	Armadura
Interior	64,34	8φ32
Canto	39,27	8φ25
Bordo	64,34	8φ32

É importante salientar que áreas de seção dos tirantes longitudinais, transversais, periféricas e verticais calculadas inicialmente, de acordo com a abordagem de projeto TF, foi calculada de acordo com as dimensões iniciais da estrutura. Posteriormente, com a utilização da abordagem de projeto APM, verificou-se que seria necessário aumentar as dimensões das vigas e dos pilares e, portanto, as dimensões da estrutura tiveram que ser alteradas. Logo, as áreas de seção dos tirantes calculadas na Tabela 4-3, Tabela 4-4 e Tabela 4-5, consideram as dimensões finais da estrutura do hospital.

4.3.2 Método do caminho de carga alternativo

Neste método, é necessário mostrar que a estrutura seja capaz de suportar e transferir as cargas devido à remoção de um pilar e que os esforços atuantes não excedam os resistentes.

Este método segue a filosofia geral do LRFD aplicando uma versão modificada dos coeficientes parciais de segurança para as ações extremas descritos no ASCE 7 [1]

São então utilizados três procedimentos de análise: Estática Linear, Estática Não Linear e Dinâmica Não Linear. Estes três procedimentos seguem a abordagem geral do ASCE 41 [38] com modificações que são adaptadas ao colapso progressivo.

4.3.2.1 Coeficientes parciais de segurança para o método de caminho de carga alternativo

Seguindo a abordagem do LRFD, o cálculo da resistência é igual o produto do fator de redução da resistência, ϕ , e a força nominal resistente R_n . Para esta abordagem, a força resistente deve ser maior ou igual que a força atuante, como exemplificado na equação 4.1.

No ASCE 41 exige que todos os fatores de redução da resistência ϕ sejam considerados como unitários. Neste caso de estudo, como se trata de um edifício de betão armado, o fator de redução da resistência ϕ é também considerado como unitário, como referido no documento UFC-DBR-PC.

4.3.2.2 Elementos Primários e Secundários

Os elementos da estrutura têm que ser classificados como primários ou secundários. Os elementos da estrutura que fornecem à estrutura a capacidade de resistir ao colapso aquando da remoção de um elemento vertical de suporte, são classificados como primários. Os restantes elementos são classificados como secundários, em que estes elementos não contribuem quer para a resistência de cargas na direção vertical, quer para evitar o colapso progressivo. Neste caso de estudo, os pilares, as vigas e as lajes serão considerados como elementos primários.

4.3.2.3 Efeitos de Deformação Controlada e de Esforço Controlado

De acordo com o documento UFC-DBR-PC os efeitos são classificados como efeitos de Deformação Controlada ou de Esforço Controlado, conforme a rotura seja dúctil ou frágil, respetivamente.

Nos efeitos de Deformação Controlada, como sejam momentos fletores em lajes, vigas e pilares, a resistência é proporcional à deformação imposta até que o pico da resistência é atingido, após o qual a resistência não diminui à medida que a deformação aumenta.

No Esforço Controlado, como seja o esforço transversal em vigas e pilares, a resistência é proporcional à deformação imposta até que o pico da resistência é atingido, após o qual a resistência cai repentinamente para zero.

Ao avaliar o comportamento dos efeitos de deformação controlada, usa-se o valor médio estatístico Q_{CE} . Ao avaliar o comportamento do esforço controlado, usa-se o valor de tensão característico Q_{CL} . O Q_{CL} é a diferença entre o valor médio estatístico e o desvio padrão.

Para adaptação destes valores aos regulamentos dos Eurocódigos, é então necessário traduzir os valores característicos da tensão do aço A500 NR e do betão C30/37 para os valores médios estatísticos.

No caso do aço, foi considerado 1.15 de endurecimento do aço, conforme já referido. No caso do betão, considerando o betão C30/37, o valor médio estatístico f_{cm} é 38 MPa e o valor característico da tensão f_{ck} é 30 MPa.

4.3.2.4 Capacidade de resistência em elementos para a análise estática linear

Quando se efetua uma análise estática linear, a capacidade resistente dos elementos para os efeitos de deformação controlada deve ser definida como o produto dos fatores “ m ” pelo valor médio estatístico do material utilizado Q_{CE} e multiplicando pelo fator de redução da resistência apropriado ϕ . A capacidade resistente dos elementos para o esforço controlado deve ser definida como o produto do valor característico da tensão do material utilizado Q_{CL} pelo fator de redução da resistência apropriado ϕ . O fator de modificação das ações “ m ” modifica os valores das ações determinados em análises lineares em cada elemento da estrutura para os valores das ações em que se consideram as análises não-lineares.

Tabela 4-6 – Cálculo da capacidade dos elementos para o procedimento estático linear

Parâmetro	Deformação Controlada	Esforço Controlado
Resistência do material	Valor médio estatístico	Valor característico da tensão
Capacidade de resistência	$\phi m Q_{CE}$	ϕQ_{CL}

4.3.2.5 Remoção de elementos de suporte de carga para o método do caminho de carga alternativo

Os elementos de suporte de carga para uma categoria de ocupação IV são removidos para verificar se a estrutura tem a resistência à flexão e ao esforço transversal suficiente para suportar as cargas sobre o elemento removido, cuja localização é especificada no UFC-DBR-PC.

Na análise ao método do caminho de carga alternativo, para os pilares exteriores e interiores, a continuidade da viga é assumida e para ser conservada aquando da remoção de um pilar, como pode ser observado na Figura 4-4.

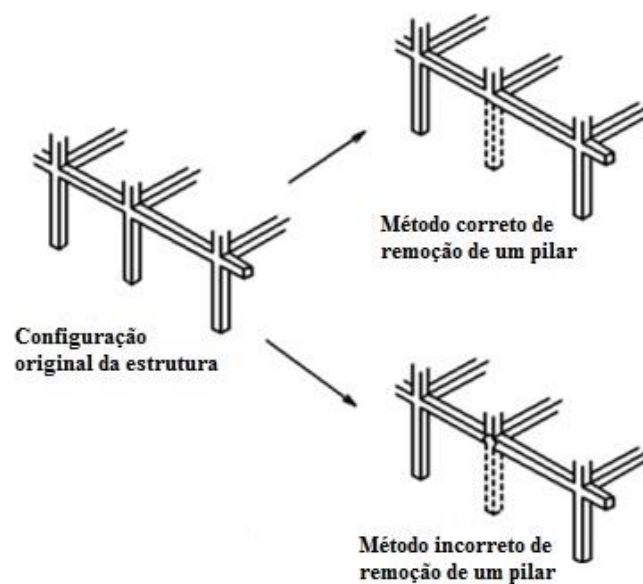


Figura 4-4 – Remoção de um pilar num modelo utilizando o método do caminho de carga alternativo (adaptado de [4])

4.3.2.6 Localização da remoção dos pilares

Na Categoria de Ocupação IV é necessário realizar, no mínimo, a remoção dos pilares de canto e dos de bordo mais centrais, isto em relação aos pilares exteriores.

No presente caso de estudo, o edifício possui uma planta com dupla simetria e com três pisos, pelo que o método se pode ilustrar com a remoção de um pilar de canto e outro de bordo, conforme a Figura 4-5, em que a remoção do pilar é realizada um por um.

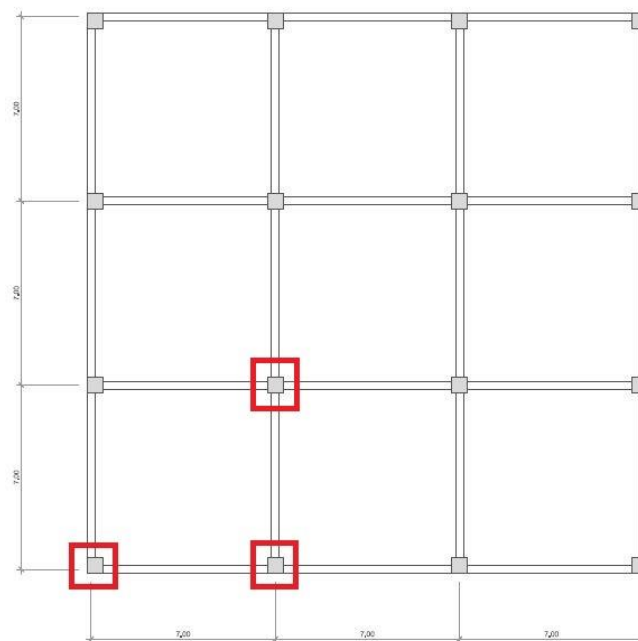


Figura 4-5 – Planta do edifício com a respetiva localização dos pilares exteriores e interiores a serem removidos para estruturas com Categoria de Ocupação IV

Em relação ao plano lateral da estrutura na análise do método do caminho de carga alternativo, será necessário remover os pilares nos três pisos.

Na Categoria de Ocupação IV é necessário também realizar a remoção dos pilares interiores em áreas sem controlo de acesso público, como um pilar interior de canto e os de bordo mais centrais no interior do edifício. Neste caso de estudo, em relação ao plano lateral da estrutura na análise do método do caminho de carga alternativo, o estudo é realizado nos três pisos em que se consideram as áreas sem controlo de acesso público. Como referido anteriormente, sendo um edifício simétrico, basta analisar um pilar interior como pode ser observado na Figura 4-5, em que a remoção do pilar é realizada um por um.

4.3.2.7 Critérios de Aceitação da Estrutura

Para os três tipos de análise (estática linear, estática não-linear e dinâmica não-linear), o edifício é estruturalmente adequado se nenhum dos elementos primários e secundários excederem os critérios de aceitação. Se numa análise se observar que algum dos elementos não cumprem estes critérios de aceitação, o edifício não satisfaz os regulamentos do colapso progressivo e, portanto, deve ser projetado novamente de forma a cumprir os regulamentos.

4.3.2.8 Procedimento da análise estática linear

A análise estática linear pode ser usada se a estrutura não possuir irregularidades. Uma estrutura é considerada irregular se alguma das seguintes afirmações for verdadeira:

- Existência de descontinuidades significativas no suporte de cargas permanentes e em sistemas de resistência lateral do edifício;
- Em todos os pilares exteriores de cada piso da estrutura, excepto nos pilares de canto, as proporções de resistência a partir de um lado do pilar para o outro são menores que 50%, ou seja, a relação comprimento-largura do pilar varia significativamente.

Portanto, se a estrutura não possuir irregularidades será então efetuada uma análise estática linear e assim não será necessário calcular o quociente de DCR. Para o cálculo do rácio de DCR em qualquer estrutura é necessário criar um modelo linear seguindo o caso de carregamento dos efeitos da deformação controlada, designando cada elemento como primário, à exceção do pilar removido. As ações resultantes do modelo, como por exemplo, os momentos atuantes são definidos como Q_{UDLim} .

Portanto, o quociente de DCR é calculado a partir da seguinte equação:

$$DCR = \frac{Q_{UDLim}}{Q_{CE}} \quad (4.5)$$

Em que:

- Q_{CE} Momento resistente calculados com os valores médios das propriedades dos materiais.

Se a estrutura for irregular, é então necessário determinar os valores de rácio de DCR nos elementos da estrutura, sendo que esses valores devem ser menores ou iguais a 2.0, realizando na mesma uma análise estática linear. Se a estrutura é irregular e se algum valor de rácio de DCR exceder 2.0, então a análise estática linear não poderá ser usada.

De acordo com o UFC-DBR-PC, o edifício em estudo não possui irregularidades e, portanto, não será necessário calcular o quociente de DCR.

Devido à existência de dois métodos de cálculo, os efeitos de deformação controlada e de esforço controlado, são então aplicados e analisados dois casos de carregamento em separado. Um para o caso dos efeitos de deformação controlada e outro para o caso do esforço controlado.

4.3.2.8.1 Caso de carregamento para os efeitos de Deformação Controlada Q_{UD}

Para o cálculo dos efeitos de deformação controlada aplicam-se, simultaneamente, as seguintes combinações de cargas na direção vertical:

Carga na direção vertical para as áreas acima da remoção de um pilar:

Este acréscimo de carga aplica-se nos compartimentos adjacentes ao elemento removido e a todos os pisos acima do elemento removido, conforme ilustrado na Figura 4-6.

$$G_{LD} = \Omega_{LD}[1.2D + (0.5L)] \quad (4.6)$$

Em que:

- G_{LD} carga na direção vertical para os efeitos de deformação controlada, usando a análise estática linear;
- Ω_{LD} fator de acréscimo de carga para o cálculo dos efeitos de deformação controlada, usando a análise estática linear.

Carga na direção vertical para as áreas distantes da remoção de um pilar:

Esta carga na direção vertical aplica-se aos compartimentos que não têm o acréscimo da carga G_{LD} . Para o cálculo desta carga é utilizada a equação 4.2.

4.3.2.8.2 Caso de carregamento para o Esforço Controlado Q_{UF}

Para o cálculo das ações de esforço controlado aplicam-se, simultaneamente, as seguintes combinações de cargas na direção vertical:

Acréscimo da carga na direção vertical para as áreas acima da remoção de um pilar

Este acréscimo de carga aplica-se nos compartimentos adjacentes ao elemento removido e a todos os pisos acima do elemento removido.

$$G_{LF} = \Omega_{LF}[1.2D + (0.5L)] \quad (4.7)$$

Em que:

- G_{LF} carga na direção vertical para o esforço controlado, usando a análise estática linear;
- Ω_{LF} fator de acréscimo de carga para o cálculo do esforço controlado, usando a análise estática linear.

Carga na direção vertical para as áreas distantes da remoção de um pilar

Esta carga aplica-se aos compartimentos que não têm o acréscimo da carga G_{LF} . Para o cálculo desta carga é utilizada a equação 4.2.

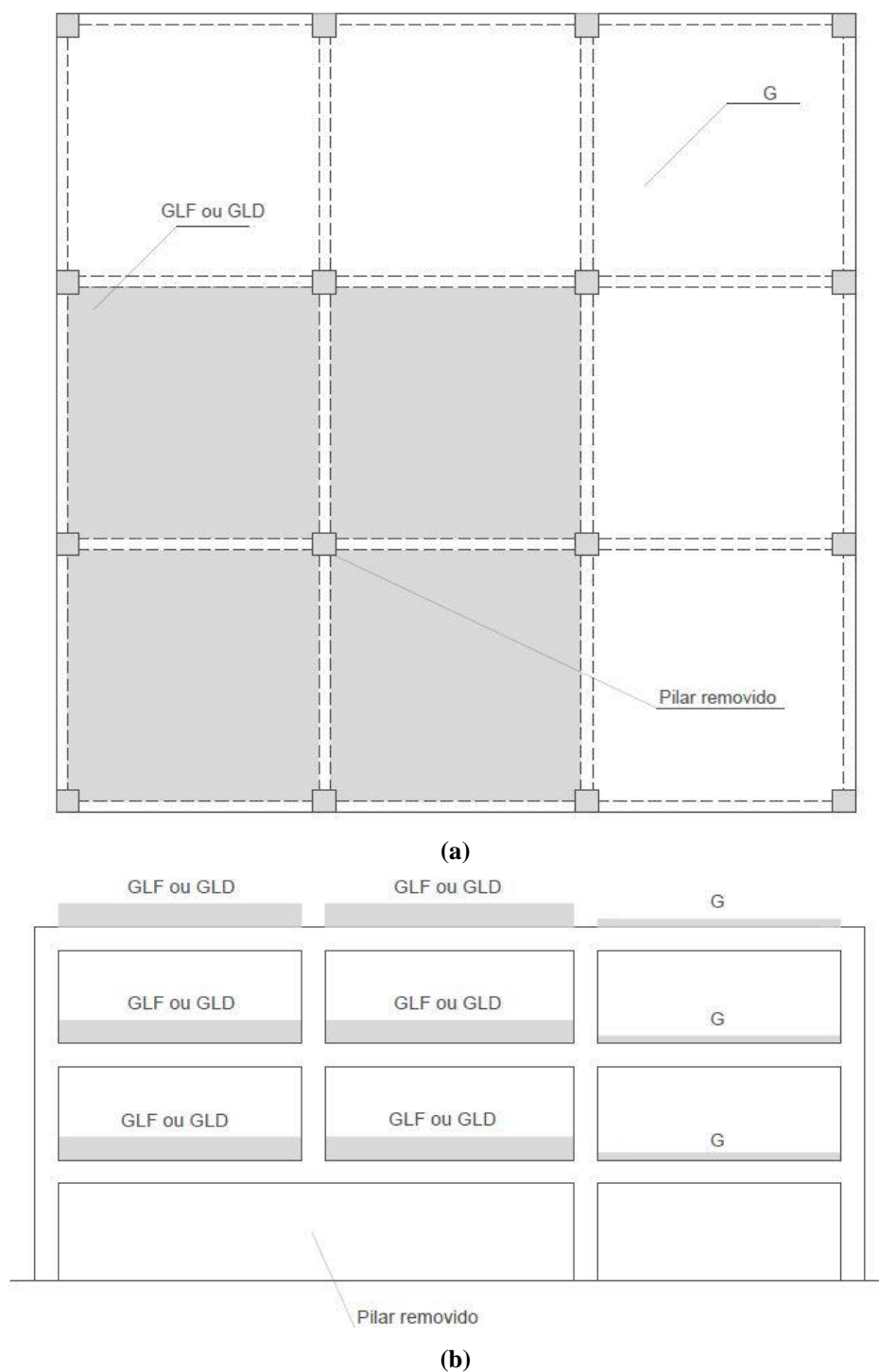


Figura 4-6 - Localização das cargas aquando da remoção de pilares internos para modelos de análise estática linear: (a) Planta; (b) Alçado

4.3.2.9 Fator de acréscimo de carga

Os fatores de acréscimo de carga para os efeitos de deformação controlada e de esforço controlado para a remoção de um pilar são dados na Tabela 4-7.

Tabela 4-7 – Fatores de acréscimo de carga para a análise estática linear

Material	Ω_{LD} , Deformação Controlada	Ω_{LF} , Força Controlada
Betão Armado	$1.2 m_{LIF} + 0.80$	2.0

O m_{LIF} é obtido a partir do mínimo valor de m de todas as vigas se encontram acima do local de remoção dos pilares., considerando como elementos primários da estrutura. De referir que os pilares serão omitidos na determinação do m_{LIF} . Neste caso, sendo um edifício em betão armado em que as dimensões das vigas do edifício são iguais e tendo em conta que as vigas estão sujeitas a momentos fletores e esforço transverso, é escolhido o valor mínimo da Tabela 4-8, em que se considera 1,5 para as vigas.

Tabela 4-8 - Critério de aceitação em vigas de betão armado para modelos lineares (adaptado de [4])

Condições			Fator m	
			Vigas	
1) Vigas sujeitas a flexão			Primário	Secundário
$\frac{\rho - \rho'}{\rho_{bal}}$	Esforço Transverso	$\frac{V_{sd}}{b_w d \sqrt{f'_c}}$		
≤ 0.0	C	≤ 3	16	19
≤ 0.0	C	≥ 6	9	9
≥ 0.5	C	≤ 3	9	9
≥ 0.5	C	≥ 6	6	7
≤ 0.0	NC	≤ 3	9	9
≤ 0.0	NC	≥ 6	6	7
≥ 0.5	NC	≤ 3	6	7
≥ 0.5	NC	≥ 6	4	5
2) Vigas sujeitas a esforço transverso			Primário	Secundário
Espaçamento de Estribo $\leq \frac{d}{2}$			1.5	3
Espaçamento de Estribo $> \frac{d}{2}$			1.5	2

Notas:

Quando uma viga é sujeita a esforços de flexão e de esforço transverso, usa-se o valor mínimo adequado da tabela.

ρ – Taxa de armadura tracionada

ρ' - Taxa de armadura comprimida

ρ_{bal} – Taxa de armadura tracionada balanceada

Cumprimento de armadura ao esforço transverso (C) na viga se os estribos estiverem espaçados $\leq \frac{d}{3}$ e se $V_{rd} \geq \frac{3}{4} V_{sd}$. Senão é considerado o Não-Cumprimento de armadura ao esforço transverso na viga (NC)

V_{sd} é o esforço transverso atuante

Em relação às lajes do edifício, é escolhido um valor de m , que se considera 1,0 para as lajes. De realçar que este fator m para as lajes, só servirá para verificar o critério de aceitação e, posteriormente, para o cálculo da área de seção de armaduras das lajes, utilizando os efeitos de deformação controlada, ou seja, o m_{LIF} só é referente às vigas para o cálculo posterior das ações a serem consideradas, seguindo a equação 4.6.

A partir da obtenção dos fatores de acréscimo de carga que se encontram na Tabela 4-9, é então possível colocar as cargas na direção vertical para as áreas acima da remoção de um pilar e as cargas na direção vertical para as áreas distantes da remoção de um pilar, com o auxílio do programa de cálculo automático SAP2000.

De salientar que é necessário realizar dois modelos, devido aos fatores de acréscimo de carga para os efeitos de deformação controlada e para o esforço controlado serem diferentes e, portanto, os esforços atuantes da cada modelo serão também diferentes.

Tabela 4-9 - Fatores de acréscimo de carga e fator m para a análise estática linear para o caso em estudo

Material	m_{LIF}	Ω_{LD} , Deformação Controlada	Ω_{LF} , Força Controlada
Betão Armado	1,5	2.6	2.0

Na análise estática linear utilizada nestes dois modelos, os pilares exteriores e interiores devem ser removidos separadamente da estrutura, cuja localização foi observada na Figura 4-5. Para efetuar a remoção dos pilares sequencialmente, um por um, e realizar a distribuição de cargas tendo em conta que em zonas da estrutura o fator de acréscimo de carga é maior e noutras zonas esse fator de acréscimo de carga é unitário no modelo, como se pode observar na Tabela 4-10, portanto, é necessário recorrer a uma opção do SAP2000 designada como *Staged Construction*.

Tabela 4-10 – Cargas atuantes de acordo com a localização do pilar removido

Zonas	Ω_{LD} , Deformação Controlada	Ω_{LF} , Força Controlada
Adjacentes	$G_{LD} = 2.6[1.2D + (0.5L)]$	$G_{LF} = 2.0[1.2D + (0.5L)]$
Distantes	$G = 1.2D + 0.5$	

4.3.2.10 Critério de Aceitação

Para os efeitos de deformação controlada em todos elementos, tem que se verificar a seguinte relação:

$$\phi m Q_{CE} \geq Q_{UD} \quad (4.8)$$

Em que:

- Q_{UD} ação de deformação controlada, para a análise estática linear;
- m fator de modificação das ações;
- ϕ fator de redução da resistência;
- Q_{CE} resistência de um elemento para as ações de deformação controlada.

Para o esforço controlado em todos elementos, tem que se verificar a seguinte relação:

$$\phi Q_{CL} \geq Q_{UF} \quad (4.9)$$

Em que:

- Q_{UF} esforço controlado, para a análise estática linear;
- ϕ fator de redução da resistência;
- Q_{CL} resistência de um elemento para o esforço controlado.

No modelo em que são obtidos os efeitos de deformação controlada, tem que se verificar a seguinte equação:

$$\phi m Q_{CE} \geq Q_{UD} \Leftrightarrow 1,0 \times 1,5 Q_{CE} \geq Q_{UD} \Rightarrow \frac{Q_{UD}}{Q_{CE}} \leq 1.5$$

Em que todos os elementos da estrutura, quer pilares e vigas, têm que possuir um valor de rácio de momento fletor atuante e resistente menor de 1,5, aquando da remoção de um pilar e com o respetivo incremento de cargas nas áreas adjacentes à remoção. De realçar que nos pilares foi necessário aumentar a área de seção dos mesmos, para colocar áreas de seção de armaduras resistentes aos momentos fletores que não ultrapassassem as áreas de armaduras máxima dos pilares como acontecia, por exemplo, nos pilares de bordo do 3º piso.

No modelo em que são obtidos os esforços controlados, tem que se verificar a seguinte equação:

$$\phi Q_{CL} \geq Q_{UF} \Leftrightarrow 1,0 Q_{CE} \geq Q_{UD} \Rightarrow \frac{Q_{UD}}{Q_{CE}} \leq 1.0$$

Em que todos os elementos da estrutura, quer pilares e vigas, têm que possuir um valor de rácio de esforço transversal atuante e resistente menor de 1,0. Obtidos os esforços transversos atuantes, verificou-se que as vigas da estrutura inicial possuíam um $V_{Rd,máx}$ inferior aos esforços transversos atuantes. Portanto, foi necessário alterar no modelo as dimensões das vigas para $h_{viga}=0.85$ m e $b_{viga}=0.45$ m e obter novamente os esforços atuantes, cumprindo assim todos os requisitos propostos para o esforço controlado.

Em relação às lajes do edifício, no modelo em que são obtidos os efeitos de deformação controlada, tem que se verificar a seguinte equação, em que o momento resistente

tem que ser maior que o momento atuante.

$$\phi m Q_{CE} \geq Q_{UD} \Leftrightarrow 1,0 \times 1,0 \times Q_{CE} \geq Q_{UD} \Rightarrow \frac{Q_{UD}}{Q_{CE}} \leq 1,0$$

Dito isto, é então possível calcular a área de seção de armaduras para as lajes.

4.3.3 Reforço de resistência local

A segunda abordagem de projeto direta é designada como reforço de resistência local (*Enhanced Local Resistance*) em que consiste no reforço da resistência dos elementos mais críticos da estrutura, que são projetados para um tipo de cargas extremas, como por exemplo, uma explosão ou um impacto de um veículo. Poderá também ser um método eficaz para proporcionar uma maior resistência ao colapso, principalmente em estruturas existentes.

O objetivo deste método é proporcionar uma maior resistência à estrutura quando esta está sujeita a cargas dinâmicas severas. Para atingir este objetivo, a resistência do pilar ao esforço transversal deve ser no mínimo superior ao esforço transversal atuante aquando de uma rotura por flexão.

4.3.3.1 Método dos coeficientes parciais de segurança para o método de reforço de resistência local

Seguindo a abordagem do LRFD, o cálculo da resistência é igual o produto do fator de redução da resistência, ϕ , e a força nominal resistente R_n . Para esta abordagem, a força resistente deve ser maior ou igual que a força atuante, como se refere na equação 4.2.

Para o caso do método de reforço de resistência local, todos os fatores de redução da resistência ϕ devem ser considerados como unitários. Além disso, devem ser considerados neste método os valores médios estatísticos resistentes das propriedades dos materiais para o caso do esforço transversal e do momento fletor.

4.3.3.2 Requisitos para o momento e para o esforço transversal

Para a Categoria de Ocupação IV, o método de reforço de resistência local é aplicado a todos os pilares de perímetro abaixo do primeiro piso do edifício. Portanto, para o caso em que se considera os momentos para os pilares, dois momentos nominais resistentes devem ser primeiramente determinados e utilizados para definir o momento resistente.

Em primeiro lugar, a resistência à flexão nominal *“baseline”* é determinada utilizando as dimensões dos elementos da estrutura em que só são aplicadas as cargas atuantes na direção vertical e após a aplicação do método do APM.

Em segundo lugar, a resistência à flexão nominal *“existing”* é determinada utilizando as

dimensões dos elementos da estrutura em que se teve conta todas as cargas atuantes como as cargas permanentes, sobrecargas e sismo e depois da aplicação do método do APM.

Assim para os pilares em estruturas com Categoria de Ocupação IV, o momento resistente tem de ser igual ou maior:

- 1) À resistência à flexão nominal “*baseline*” multiplicada por 2.0;
- 2) À resistência à flexão nominal “*existing*”.

Para o caso em que se considera o esforço transversal para os pilares, o esforço transversal resistente deve ser maior que o esforço transversal atuante.

De referir que, para o dimensionamento de pilares, vigas e lajes da primeira estrutura, foram consideradas as cargas na direção vertical e a ação sísmica. A partir desta estrutura existente foram aplicadas as seguintes abordagens de projeto, as TF e o APM em que se procedeu ao aumento da dimensão dos pilares e das vigas. Portanto, verificou-se que com a ação do sismo na estrutura, a dimensão dos pilares e das vigas são menores e assim os esforços atuantes na estrutura serão menores, comparando com o APM, em que neste método observou-se que os esforços atuantes na estrutura serão maiores em comparação com a ação sísmica. Logo, optou-se por não se calcular os valores de flexão nominal “*baseline*” e assim escolher o valor do momento fletor nominal calculado devido às ações do APM e, posteriormente, obter o valor do esforço transversal atuante.

O valor de cálculo do esforço transversal atuante pode ser obtido a partir da Tabela 4-4 do PDC TR-06-01. Neste documento referenciado no UFC-DBR-PC, considerando a maior reação de esforço transversal de $\frac{5r_u L}{8}$ para um pilar com um carregamento uniformemente distribuído, onde o r_u é a resistência última e é igual a $\frac{12M_n}{L^2}$. A origem destas equações é assente no mecanismo de falha que é desenvolvido no pilar, em que é baseado no desenvolvimento de três rótulas plásticas tornando o pilar num mecanismo, com duas rótulas presentes nas extremidades do pilar e uma rótula presente a meio do pilar. Portanto, o M_n é o momento resistente obtido para um determinado pilar, que neste caso, serão os momentos resistentes dos pilares de canto e dos pilares de bordo.

Portanto, com as equações referidas, é possível calcular o esforço transversal atuante que é dada pela seguinte forma:

$$V_u \geq \frac{7.5M_n}{L} \quad (4.10)$$

Em que:

- V_u esforço transversal atuante;
- M_n momento resistente;
- L altura do pilar.

A partir do valor do esforço transversal atuante é então possível calcular a área de armadura transversal $\left(\frac{A_{sw}}{s}\right)$, bem como o valor de cálculo do esforço transversal resistente máximo $V_{rd,máx}$, de acordo com o EC2.

Cálculo para os pilares de canto do 1º Piso:

Calculado a área de seção de armadura inicial, depois de aplicados os métodos de TF e APM, é dado o valor do momento resistente de 1256 kN/m. Sendo assim possível obter o valor do esforço transversal atuante V_u .

$$V_u \geq \frac{7.5M_n}{L} \Rightarrow V_u \geq \frac{7.5 \times 1256}{3} = 3141,1 \text{ kN}$$

Portanto, é possível obter um valor de $\left(\frac{A_{sw}}{s}\right)$ de 43,69 cm². Como referido anteriormente, o valor de cálculo do esforço transversal resistente máximo $V_{rd,máx}$, de acordo com o EC2, tem que ser cumprido. Neste caso, com um pilar de 0.85 m de largura e de comprimento, este valor é cumprido.

Este cálculo do esforço transversal atuante é realizado de forma semelhante em que se consideram os pilares de bordo do edifício abaixo do 1º Piso.

4.4 Dimensionamento de Armaduras segundo o UFC-DBR-PC e o EC2

Calculados os esforços atuantes na estrutura será possível calcular a área da seção de armaduras necessárias em cada elemento da estrutura, ou seja, em vigas, pilares e lajes. O valor de cálculo das áreas de seção de armaduras necessárias foi obtido de acordo com o UFC-DBR-PC e o EC2.

De acordo com o UFC-DBR-PC, foram obtidas as áreas da seção de armaduras necessárias para os tirantes internos (longitudinais, transversais e periféricos). A pormenorização da laje pode ser visualizada na seguinte Figura 4-7, bem como as armaduras escolhidas na Tabela 4-11.

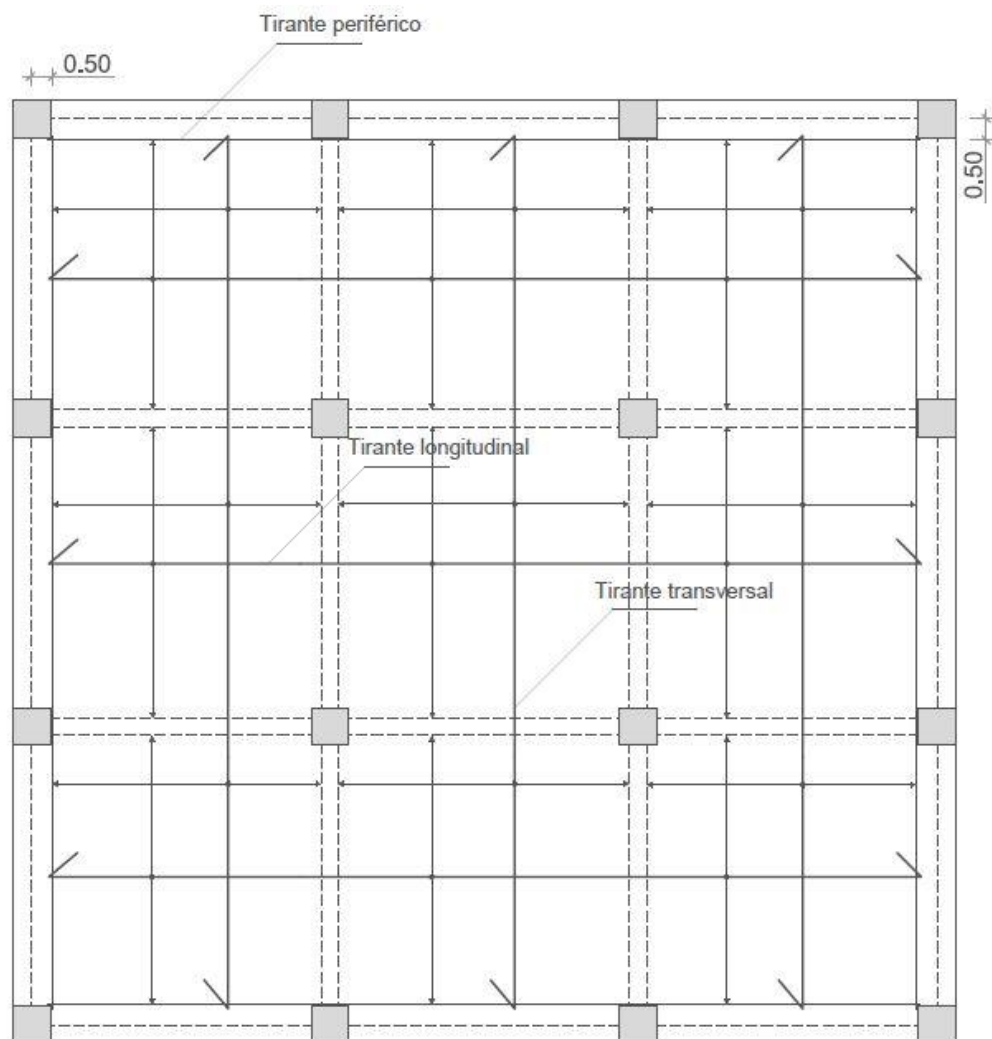


Figura 4-7 – Pormenorização de laje de acordo com o UFC para tirantes internos

Tabela 4-11 – Armaduras dos tirantes internos

Piso	Tirante		
	Transversal	Longitudinal	Periférico
1º	4 ϕ 20	4 ϕ 20	8 ϕ 25
2º	4 ϕ 20	4 ϕ 20	8 ϕ 25
3º	3 ϕ 20	3 ϕ 20	6 ϕ 20

Nota: Considerando um espaçamento de 1 m de cada tirante longitudinal e transversal

De acordo com o EC2, foram obtidas as áreas da seção de armaduras necessárias para a laje do edifício. A pormenorização da laje pode ser visualizada nas seguintes Figura 4-8 e Figura 4-9 , bem como as armaduras escolhidas na Tabela 4-12 e Tabela 4-13.

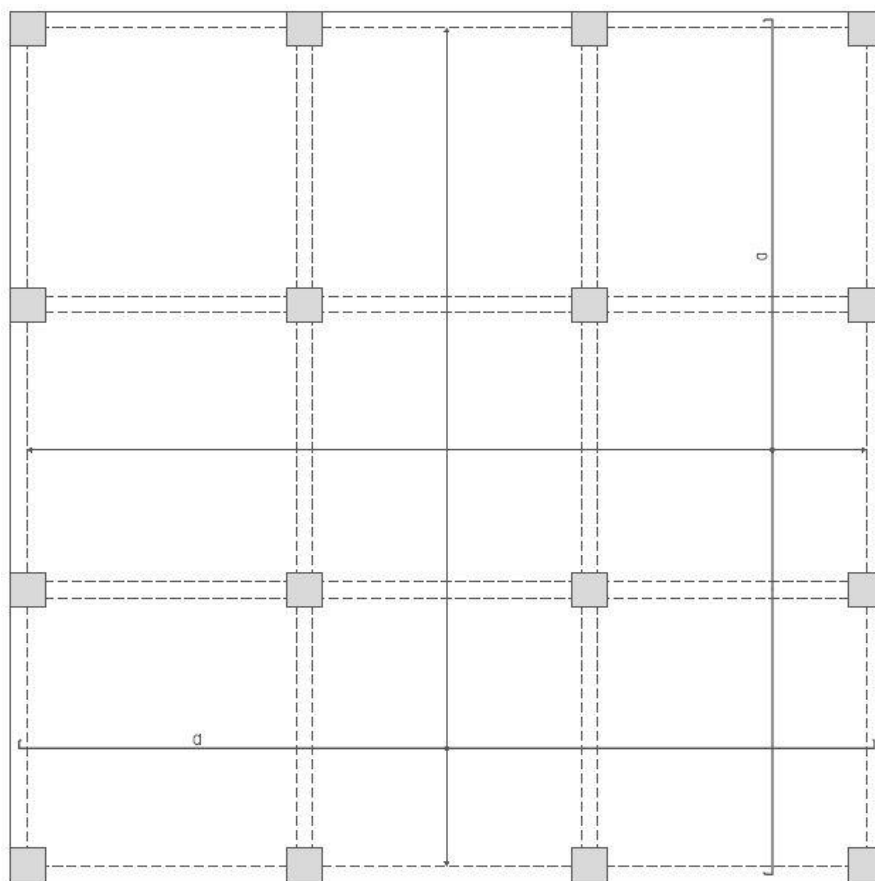


Figura 4-8 – Pormenorização de laje de acordo com o EC2 para as armaduras inferiores

Tabela 4-12 – Armaduras inferiores em função do piso do edifício

Armadura	
Piso	a
1º e 2º	$\phi 10//0,075$
3º	$\phi 12//0,125$

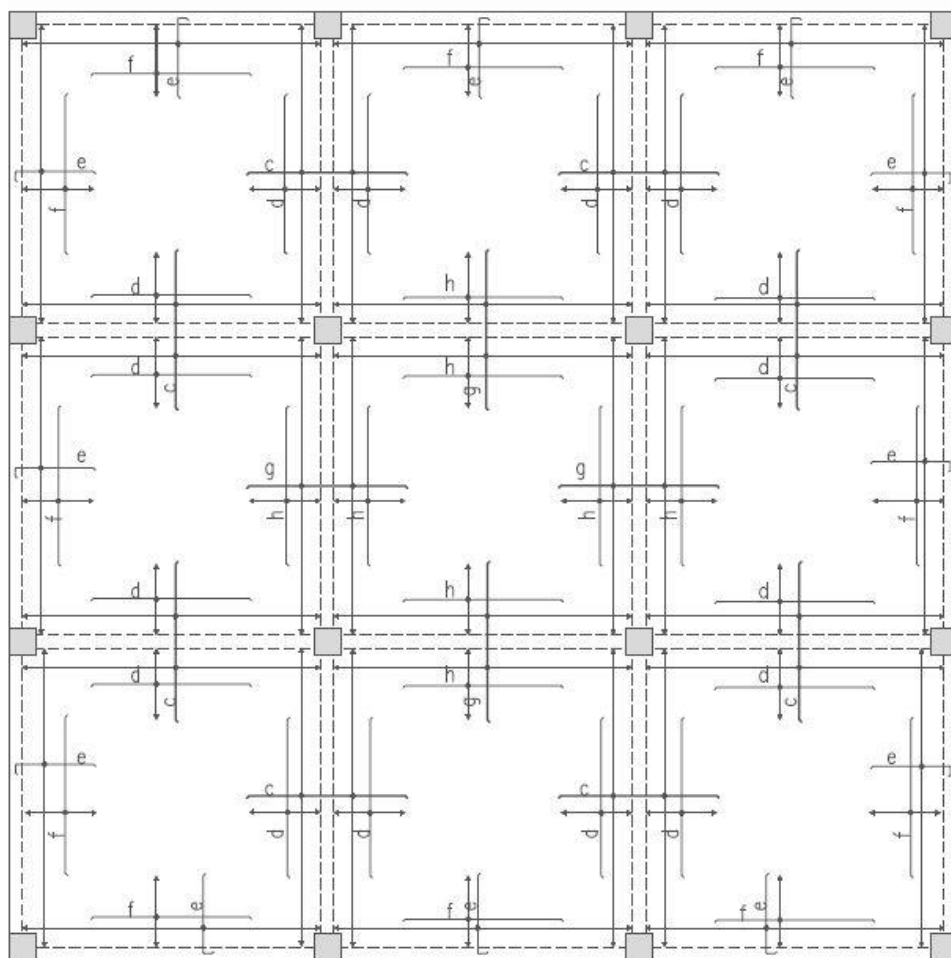


Figura 4-9 - Pormenorização de laje de acordo com o EC2 para as armaduras superiores

Tabela 4-13 - Armaduras superiores em função do piso do edifício

Armaduras						
Piso	c	d	g	h	e	f
1º e 2º	$\phi 12//0,075$	$\phi 10//0,25$	$\phi 12//0,10$	$\phi 10//0,25$	$\phi 10//0,30$	$\phi 8//0,35$
3º	$\phi 10//0,075$	$\phi 8//0,20$	$\phi 10//0,075$	$\phi 8//0,20$	$\phi 10//0,30$	$\phi 8//0,35$

De acordo com o EC2, foram obtidas as áreas da seção de armaduras necessárias para as vigas do edifício. A pormenorização da viga pode ser visualizada na seguinte Figura 4-10, bem como as armaduras escolhidas na Tabela 4-14 e Tabela 4-15.

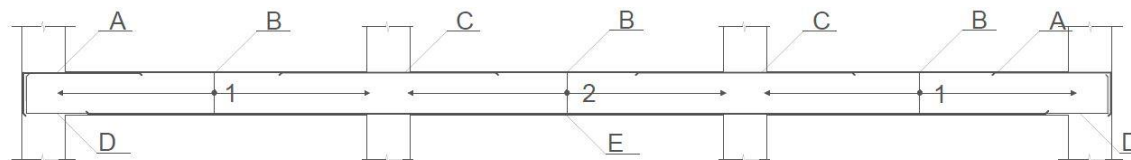


Figura 4-10 - Corte de uma viga da estrutura

Tabela 4-14 – Armaduras longitudinais negativas e positivas das vigas exteriores e interiores em função do número do piso

Vigas Exteriores					
Armaduras					
Piso	A	B	C	D	E
1º e 2º	6 ϕ 25	2 ϕ 25	6 ϕ 25	4 ϕ 20	6 ϕ 20
3º	2 ϕ 25 + 4 ϕ 20	2 ϕ 20	2 ϕ 25 + 4 ϕ 20	4 ϕ 20	6 ϕ 20

Vigas Interiores					
Armaduras					
Piso	A	B	C	D	E
1º e 2º	6 ϕ 32	2 ϕ 32	6 ϕ 32	4 ϕ 20	6 ϕ 20
3º	4 ϕ 32	2 ϕ 32	4 ϕ 32	4 ϕ 20	6 ϕ 20

Tabela 4-15 - Armaduras transversais das vigas exteriores e interiores em função do número do piso

Vigas Exteriores		
Armaduras		
Piso	1	2
1º e 2º	ϕ 10//0,10 com 2 ramos	ϕ 8//0,10 com 2 ramos
3º	ϕ 8//0,10 com 2 ramos	ϕ 8//0,10 com 2 ramos

Vigas Interiores		
Armaduras		
Piso	1	2
1º e 2º	ϕ 10//0,10 com 4 ramos	ϕ 8//0,10 com 4 ramos
3º	ϕ 8//0,10 com 4 ramos	ϕ 10//0,10 com 2 ramos

De acordo com o EC2, foram obtidas as áreas da seção de armaduras necessárias para os pilares do edifício. A pormenorização dos pilares pode ser visualizada na seguinte Figura 4-11.

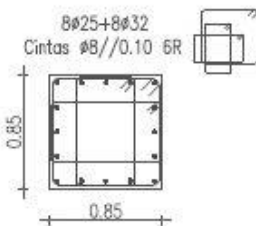
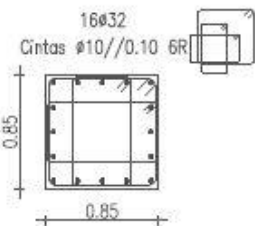

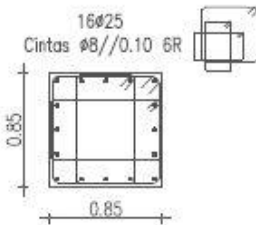
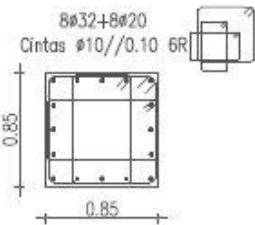

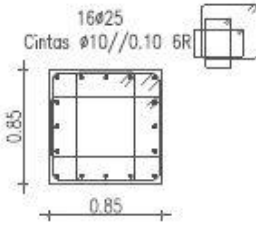
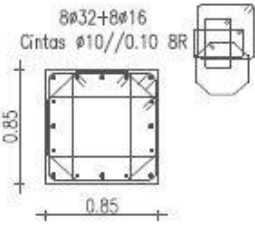
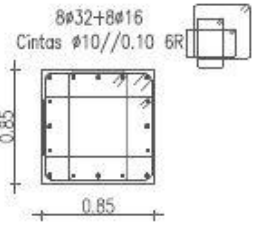
Pilar Piso	Canto	Bordo	Interior
3º	<p>8Ø25+8Ø32 Cintas Ø8//0.10 6R</p> 	<p>16Ø32 Cintas Ø10//0.10 6R</p> 	<p>8Ø32+8Ø20 Cintas Ø10//0.10 6R</p> 
2º	<p>16Ø25 Cintas Ø8//0.10 6R</p> 	<p>8Ø32+8Ø20 Cintas Ø10//0.10 6R</p> 	<p>8Ø32+8Ø20 Cintas Ø10//0.10 6R</p> 
1º	<p>16Ø25 Cintas Ø10//0.10 6R</p> 	<p>8Ø32+8Ø16 Cintas Ø10//0.10 8R</p> 	<p>8Ø32+8Ø16 Cintas Ø10//0.10 6R</p> 

Figura 4-11 – Quadro de pilares do edifício

4.5 Orçamentação

Por fim, foi calculado o custo da estrutura utilizando os regulamentos de prevenção para o colapso progressivo. O cálculo do custo da estrutura é obtido a partir da soma das quantidades presentes, quer de betão quer de aço multiplicando pelo preço unitário de cada material, que se encontram na Tabela 4-16. Como no caso anterior, os preços unitários do betão e do aço são de acordo com a tabela de preços [32] considerando um valor de 6% de desperdícios em armaduras de aço e os preços unitários das cofragens são de acordo com as tabelas de preços [33].

Tabela 4-16 – Orçamento da estrutura

		Quantidades Totais	Preço Unitário (€)	Importância (€)
Betão [m³]	Lajes	270,56	91,00	24.620,78
	Pilares	105,20		9.572,84
	Vigas	133,73		12.169,84
Aço [kg]	Lajes	33.752,57	0,80	27.002,06
	Pilares	23.642,92		17.966,64
	Vigas	28.499,40		22.799,52
Cofragem [m²]	Lajes	1.176,72	16,00	18.817,92
	Pilares	399,16	15,00	5.987,40
	Vigas	469,66	20,00	9.393,12
Total				152.395,89

Capítulo 5

5 CONCLUSÕES E TRABALHOS FUTUROS

5.1 Conclusões

Tendo em conta que a resistência ao colapso progressivo é uma exigência atual dos edifícios, sobretudo dos de classe importância mais elevada, em função da ocorrência cada vez mais frequente de eventos extremos em estruturas, e uma vez que regulamentação europeia é relativamente omissa neste assunto, nesta dissertação apresentaram-se e discutiram-se as metodologias de projeto de reforço constantes do manual UFC-DBR-PC do departamento de defesa Norte-Americano, que se considera o mais avançado nesta área. As mesmas metodologias foram exemplificadas por intermédio de um caso de estudo, consistindo numa tipologia estrutural em betão armado que se considera adequada e representativa da utilizada em Portugal para edifícios de importância elevada, como sejam os de função hospitalar, em zonas de sismicidade mais significativa.

Na primeira abordagem de projeto utilizada, força de atirantamento, são designadas forças de atirantamento resistentes na laje em zonas de periferia e zonas internas e forças de atirantamento resistentes verticais em pilares, levando somente ao aumento da área de seção de armaduras nesses elementos estruturais, apesar que este aumento seja residual em comparação com a estrutura dimensionada de acordo com o EC2 e o EC8.

A segunda abordagem de projeto, método do caminho de carga alternativo, leva a um aumento das dimensões dos elementos da estrutura devido às ações elevadas que são aplicadas, mas considerando os valores médios das propriedades dos materiais em que se aumenta os valores resistentes do aço e do betão e da aplicação do fator m , ajudam assim na diminuição no cálculo das áreas de seção dos elementos da estrutura e das áreas de seção de armaduras. Em relação às vigas, o aumento da seção foi devido a não cumprir o valor de cálculo do esforço transversal resistente máximo $V_{rd,max}$ na estrutura inicial e, portanto, foi necessário realizar esse aumento de seção. Em relação aos pilares, o aumento de seção deveu-se principalmente aos esforços atuantes existentes aquando da remoção de um determinado pilar e ao cumprimento do *Capacity Design* indicado no EC8 [7], sendo que a remoção do pilar interior nos três primeiros pisos da estruturas são os mais condicionantes na determinação na área de seção do pilar levando assim também ao aumento da área de seção de armadura nos pilares de bordo, à medida que a altura aumenta. De notar que nos três casos de remoção de pilares (interiores, bordo e canto), os pilares interiores do 1º, 2º e 3º piso foi o caso onde se observou um aumento de momentos fletores e de esforço transversal em vigas, sendo assim o caso mais gravoso neste caso de estudo. Nos pilares imediatamente acima da

remoção do pilar, como era de prever, ocorreram fenómenos de tração.

Na terceira abordagem de projeto, reforço de resistência local, é proposto um aumento de área de seção de armadura transversal em pilares de canto e de bordo abaixo do 1º piso. Este aumento de armadura em pilares não é muito significativo no cálculo final do custo da estrutura.

É possível então verificar que o custo da supraestrutura utilizando o UFC-DBR-PC é 38% superior ao custo da estrutura utilizando os regulamentos em vigor em Portugal. Este custo superior é devido à função crucial da estrutura, com a escolha da categoria de ocupação IV em que são aplicadas todas as abordagens de projeto para a prevenção ao colapso progressivo designadas no UFC-DBR-PC.

Logo, estudadas as três abordagens de projeto, o método que aumentou significativamente o custo da estrutura foi o método do caminho de carga alternativo.

Outra das conclusões que se pode retirar é que os regulamentos para ação sísmica de acordo com o EC8, não são suficientes para a prevenção de uma estrutura em colapso progressivo de acordo com o UFC-DBR-PC.

5.2 Trabalhos futuros

Finalizado o trabalho, considera-se então necessário prosseguir o estudo do colapso progressivo em edifícios, devido à ocorrência cada vez mais frequente de eventos extremos em estruturas quer de origem natural, quer de origem humana. São então apresentados alguns caminhos de investigação que poderão ser seguidos futuramente de modo a que se estude o colapso progressivo em edifícios:

- Dimensionamento das fundações numa estrutura de betão armado;
- Dimensionamento de outras tipologias estruturais, como por exemplo, estruturas metálicas, estruturas em madeira e estruturas em alvenaria, e também testar num edifício de betão armado com lajes fungiformes em vez da utilização de lajes maciças;
- Utilização de uma classe de importância menor em função da escolha do tipo de estrutura e do zonamento sísmico;
- Realização de um caso real de estudo de uma estrutura hospitalar em que se dimensiona o edifício de acordo com os regulamentos de prevenção do colapso progressivo;
- Aplicação de diferentes análises propostas pelo documento UFC-DBR-PC: Estática Não Linear e Dinâmica Não Linear.

BIBLIOGRAFIA

- [1] A. S. of C. Engineers, *Minimum design loads for buildings and other structures*, vol. 7. Amer Society of Civil Engineers, 1994.
- [2] I. B. C. (IBC), *International Building Code*. International Code Council, Cengage Learning Chicago, IL, 2012.
- [3] U. GSA, "Progressive collapse analysis and design guidelines for new federal office buildings and major modernization projects," *Wash. DC*, 2000.
- [4] U. F. C. DoD, "UFC 4-023-03," *Des. Build. Resist Progress. Collapse*" *Unified Facil. Criteria U. S. Dep. Def. Wash. DC*, 2013.
- [5] CEN, "Eurocode 1: Actions on structures–Part 1.1: General actions-Densities, self-weight, imposed loads for buildings", *Eur. Comm. Stand.*, 2002.
- [6] CEN, "Eurocode 2: Design of Concrete Structures: Part 1-1: General Rules and Rules for Buildings", *Eur. Comm. Stand.*, 2004.
- [7] CEN, "Eurocode 8: Design of structures for earthquake resistance-part 1: general rules, seismic actions and rules for buildings", *Eur. Comm. Stand.*, 2005.
- [8] CEN, "Eurocode: Basis of structural design", *Eur. Comm. Stand.*, 2002.
- [9] U. Starossek, "Typology of progressive collapse," *Eng. Struct.*, vol. 29, no. 9, pp. 2302–2307, 2007.
- [10] J. Rätty, "Limiting the Extent of Localized Failure According to SFS-EN 1991-1-7," Aalto University, 2010.
- [11] B. R. Ellingwood, R. Smilowitz, D. O. Dusenberry, D. Duthinh, H. S. Lew, and N. J. Carino, *Best practices for reducing the potential for progressive collapse in buildings*. US Department of Commerce, National Institute of Standards and Technology, 2007.
- [12] Ronan Point (1968), "Wikipedia. [Online]
https://upload.wikimedia.org/wikipedia/en/5/55/Ronan_Point_-_Daily_Telegraph.jpg."
- [13] McGuire, W, "The Why of General Structural Integrity," *Eng. Found. Conf.*, Dec. 1987.
- [14] Alfred P. Murrah Federal Building before its destruction, "Wikipedia. [Online]
https://upload.wikimedia.org/wikipedia/en/7/77/Alfred_P._Murrah_Federal_Building_before_destruction.jpg."
- [15] "oklahomacitybombing.com. [Online]
<http://www.oklahomacitybombing.com/oklahoma-city-bombing.html>."
- [16] J. D. Osteraas, "Murrah building bombing revisited: A qualitative assessment of blast damage and collapse patterns," *J. Perform. Constr. Facil.*, vol. 20, no. 4, pp. 330–335, 2006.
- [17] D. O. Dusenberry, "L'ambiance plaza – case study."
- [18] "courant.com. [Online]
<http://www.courant.com/business/hc-lambiance-plaza-anniversary-photos-20120404-photogallery.html>."
- [19] F. J. Heger, "Public-safety issues in collapse of L'Ambiance Plaza," *J. Perform. Constr. Facil.*, vol. 5, no. 2, pp. 92–112, 1991.
- [20] "World Trade Center, New York, aerial view March 2001. Wikipedia. [Online]
https://upload.wikimedia.org/wikipedia/commons/c/c5/World_Trade_Center%2C_New_York_City_-_aerial_view_%28March_2001%29.jpg."
- [21] "Ground Zero, New York City, N.Y. (Sept. 17, 2001). Wikipedia. [Online]
https://upload.wikimedia.org/wikipedia/commons/3/3b/September_17_2001.jpg."
- [22] Z. P. Bazant and Y. Zhou, "Why did the world trade center collapse?-Simple analysis," *J. Eng. Mech.*, vol. 128, no. 1, pp. 2–6, 2002.
- [23] J. Kim and T. Kim, "Assessment of progressive collapse-resisting capacity of steel moment frames," *J. Constr. Steel Res.*, vol. 65, no. 1, pp. 169–179, 2009.
- [24] K. B. C.-S. AIK, "KBCS," *KBC-2005 Archit. Inst. Korea*, 2005.
- [25] A. LRFD, "Manual of steel construction, load and resistance factor design," *Chic. Am. Inst. Steel Constr.*, 1994.
- [26] U. F. C. DoD, "UFC," *Des. Build. Resist Progress. Collapse*" *Unified Facil. Criteria U. S. Dep. Def. Wash. DC*, 2005.
- [27] F. Fu, "Response of a multi-storey steel composite building with concentric bracing under consecutive column removal scenarios," *J. Constr. Steel Res.*, vol. 70, pp. 115–126, 2012.

- [28] H. Hibbitt, B. Karlsson, and P. Sorensen, "Abaqus analysis user's manual version 6.10," *Dassault Systèmes Simulia Corp Provid. RI USA*, 2011.
- [29] B. Standard, "Structural use of steelwork in building. Part 1. Code of practice for design in simple and continuous construction: hot rolled sections," *Br. Stand. Inst. Lond. U. K.*, 2000.
- [30] B. I. Song, K. A. Giriunas, and H. Sezen, "Progressive collapse testing and analysis of a steel frame building," *J. Constr. Steel Res.*, vol. 94, pp. 76–83, 2014.
- [31] Grupo de betão Armado e Pré-Esforçado - IST, "Tabelas Diversas." .
- [32] © CYPE Ingenieros, S.A., "Gerador de preços para construção civil." .
- [33] Orçamentos na construção civil, "Ficha de rendimento – Cofragem tradicional." .
- [34] U. F. Criterion, *DoD Minimum Antiterrorism Standards for Buildings*. Washington, 2002.
- [35] L. AISC and R. F. Design, "Manual of Steel Construction," *LI Owable Stress Des. Am. Inst. Steel Constr. Ill.*, vol. 1, p. 989, 2001.
- [36] A. C. I. Committee, A. C. Institute, and I. O. for Standardization, "Building code requirements for structural concrete (ACI 318-08) and commentary," 2008.
- [37] S. M. McGowan, S. Rezaeian, and N. Luco, "Unified facilities criteria 3-301-01: structural engineering," National Institute of Building Sciences, 2014.
- [38] A. 41, *Seismic Rehabilitation of Existing Buildings*. American Society of Civil Engineers Standard Reston, Virginia, 2006.